



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

PETRUCIO JOSÉ DOS SANTOS JUNIOR

GABIÕES E ESTRUTURAS DE ARRIMO:
Análise teórico-numérico-experimental do
comportamento mecânico

CAMPINAS

2018

PETRUCIO JOSÉ DOS SANTOS JUNIOR

**GABIÕES E ESTRUTURAS DE ARRIMO:
Análise teórico-numérico-experimental do
comportamento mecânico**

Tese de Doutorado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Pêrsio Leister de Almeida Barros

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA TESE DEFENDIDA PELO ALUNO PETRUCIO JOSÉ DOS SANTOS JUNIOR E ORIENTADO PELO PROF. DR. PÉRSIO LEISTER DE ALMEIDA BARROS.

ASSINATURA DO ORIENTADOR(A)

CAMPINAS

2018

Agência(s) de fomento e nº(s) de processo(s): Não se aplica.

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

Sa59g Santos Junior, Petrucio José, 1975-
Gabiões e estruturas de arrimo : análise teórico-numérico-experimental do comportamento mecânico / Petrucio José dos Santos Junior. – Campinas, SP : [s.n.], 2018.

Orientador: Pérsio Leister de Almeida Barros.

Tese (doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Muros de arrimo. 2. Análise numérica. I. Barros, Pérsio Leister de Almeida, 1957-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Gabions and retaining walls : theoretical-numerical-experimental analysis of the mechanical behavior

Palavras-chave em inglês:

Retaining walls

Numerical analysis

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Pérsio Leister de Almeida Barros [Orientador]

Gladis Camarini

Renato Pavanello

Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Orencio Monje Vilar

Data de defesa: 22-02-2018

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS FACULDADE DE
ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**GABIÕES E ESTRUTURAS DE ARRIMO:
Análise teórico-numérico-experimental do comportamento
mecânico**

Petrucio José dos Santos Junior

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Pêrsio Leister de Almeida Barros
Presidente e Orientador (FEC/UNICAMP)

Prof^a. Dr^a. Gladis Camarini
FEC/UNICAMP

Prof. Dr. Renato Pavanello
FEM/UNICAMP

Prof^a. Dr^a. Anna Laura Lopes da Silva Nunes
COPPEUFRJ

Prof. Dr. Orencio Monje Vilar
EESC/USP

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 22 de Fevereiro de 2018

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus queridos avós Amaro e Joana (in memorian) e a minha mãe Lenita (in memorian) que tanto fizeram por mim ao longo de suas vidas e para os quais exalto toda minha gratidão. Também dedico à Elisângela, minha esposa querida e grande companheira, pessoa que fez e faz parte do sucesso deste trabalho e na qual busco sempre forças para seguir em frente e aos meus amados filhos Pedro e Helena que são meus eternos motivos e inspirações para a vida.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi concluído graças ao auxílio e apoio de algumas pessoas a quem sinceramente agradeço.

Ao Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros por sua competente orientação, incessante apoio e sincera amizade.

A minha amada família pelo forte apoio que me foi oferecido ao longo da realização deste trabalho.

A Jadir por sua incansável atenção paternal e sua imensa amizade.

A meu amigo e irmão Saulo que mais uma vez se fez presente me apoiando.

Ao Eng. Alexandre Texeira por sua amizade, atenção, apoio e paciência.

Ao Eng. Jaime Duran por sua amizade e por estar sempre com seu conhecimento disponível e a altura deste trabalho.

Ao Eng. Gerardo Fracassi por compartilhar seu profundo conhecimento e anos de história sobre os gabiões.

A Profa. Dra. Gladis Camarini por sua serenidade e presteza durante o trabalho.

Ao Eng. Paulo Rocha por sua amizade e apoio na realização dos experimentos.

Ao Eng. Francesco Ferraiole por seu apoio e experiência.

Ao Eng. Nicola Mazzon por seu apoio nos resultados experimentais no ISMGEO.

A empresa Maccaferri por seu apoio e incentivo a esta pesquisa.

Aos amigos e colegas da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP.

E a todos que direta e indiretamente ajudaram na conclusão desta tese.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo experimental, numérico e teórico do comportamento do arranjo estrutural formado pelo conjunto rede metálica e material de enchimento de gabiões usados em estruturas de contenção. Um método de cálculo é proposto para ser usado na verificação da capacidade de carga do gabião em muros de arrimo, baseado em critérios de falha criados a partir dos estudos desenvolvidos. São apresentados resultados de ensaios experimentais de compressão desenvolvidos em três diferentes laboratórios de países distintos, além da simulação numérica do ensaio de compressão em gabiões utilizando o método dos elementos discretos, cujas análises foram calibradas a partir dos resultados experimentais. Realiza-se um estudo teórico sobre o comportamento da rede metálica em malha hexagonal de dupla torção e cria-se o conceito de rigidez equivalente desta malha, a fim de solucionar o problema da anisotropia deste material e simplificar a determinação das forças de tração originadas pelo abaulamento que ocorre na face frontal das camadas de um arrimo ao ser aplicada uma tensão normal uniforme. Os resultados dos critérios definidos são exemplificados e verificados com base em caso prático. O método de cálculo aqui desenvolvido trata de uma solução para o problema da estabilidade interna de muros de arrimo em gabiões e cria um novo conceito sobre o comportamento mecânico deste material.

Palavras chave: Muros de Arrimo, Análise numérica, Método dos elementos discretos, Gabião, Malha Hexagonal.

ABSTRACT

This work presents an experimental, numerical and theoretical study of the behavior of the structural arrangement composed by the metallic mesh and filling material of gabions used in retaining walls. A calculation method is proposed to be used in the verification of the load bearing capacity of the gabion in retaining walls, based on failure criteria created from the developed research. Results from experimental compression tests developed in three different laboratories in different countries are presented, as well as the numerical simulation of the compression test in gabions using the discrete element method, whose analyzes were calibrated from the experimental results. A theoretical study on the behavior of the metallic mesh in a double-twist hexagonal mesh is made and the equivalent stiffness concept of this mesh is created in order to solve the problem of the anisotropy of this material and to simplify the determination of the tensile strength originated by bulging that occurs on the front face of the layers of a wall when a uniform normal tension is applied. The results of the defined criteria are exemplified and verified on practical case. The calculation method developed here deals with a solution to the problem of the internal stability of retaining walls in gabions and creates a new concept on the mechanical behavior of this material.

Keywords: Retaining walls, Numerical analysis, Discrete Element Method, Gabion, Hexagonal Mesh.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Fotos de um muro com restos de fibras vegetais contendo pedras. Indícios do uso dos primeiros gabiões no Peru na cidade de Caral (AGOSTINI et al., 1981).	25
Figura 2.2 - Ilustração dos gabiões utilizados como proteção para os canhões (AGOSTINI et al., 1981).....	26
Figura 2.3 - a) Forte Sumter, Carolina do Sul, século 19. (Fonte: Maccaferri); b) 77th Pennsylvania Regimento construindo os gabiões. (Fonte: Frank Leslie Famous Leaders and Battle Scenes of the Civil War (New York, NY: Mrs. Frank Leslie, 1896 - ClipArt ETC).....	26
Figura 2.4 - Contenção das margens do Rio Reno, após o seu transbordamento, em Casalecchio, na Emilia Romagna, ao norte da Itália em 1893 (AGOSTINI et al., 1981). ..	27
Figura 2.5 - Esquema proposto para a seção em gabiões saco utilizados na obra das margens do Rio Reno em Bolonha na Itália em 1893 (AGOSTINI et al., 1981).	28
Figura 2.6 - Patente do gabião emitida a Gaetano Maccaferri em 1913 (AGOSTINI et al., 1981).....	28
Figura 2.7 - Fotos que ilustram a evolução da primeira obra oficial de gabião moderno (AGOSTINI et al., 1981).....	29
Figura 2.8 - Detalhe da malha metálica ainda presente nos gabiões as margens do Rio Reno em Bolonha na Itália.	30
Figura 2.9 - Dique proposto em 1894, integrado a natureza em 2016.	30
Figura 2.10 - Produtos utilizados durante a primeira guerra mundial: a) Produção de arame farpado em Zola Predosa em Bolonha na Itália; b) Gabiões em aplicações militares (AGOSTINI et al., 1981).....	31
Figura 2.11 - Primeiras obras em gabião moderno realizadas após a primeira guerra mundial: a) Sistematização marginal ao lado da barragem de Genale na Somália; b) Dique para retenção de sólidos na Etiópia (AGOSTINI et al., 1981).....	31
Figura 2.12 - Máquinas utilizadas na produção dos gabiões: a) Primeira linha de produção dos gabiões tipo caixa em malha hexagonal de dupla torção; b) Máquinas modernizadas para produção dos gabiões após a segunda guerra mundial (AGOSTINI et al., 1981).	32
Figura 2.13 - a) Primeiro catálogo do pós-guerra sobre gabiões em 1946; b) Proteção longitudinal e contenção da estrada que margeia o curso do rio Sillaro em Bolonha (AGOSTINI et al., 1981).....	32
Figura 2.14 - Proteção de margem em Bristol na Inglaterra utilizando os primeiros gabiões plastificados. A foto mostra a obra terminada em 1954 e posteriormente completamente vegetada em 1973 (AGOSTINI et al., 1981).	33
Figura 2.15 - Proteção de talude em colchão Reno: a) Rio Zena em Bolonha; b) Rio Tagliamento Latisana na província de Udine (AGOSTINI et al., 1981).	34
Figura 2.16 - Malha eletrosoldada: a) Engradados em malha eletrosoldada (Murray, 1928); b) Conectores para os painéis em malha eletrosoldada (Burbidge, 1974).....	35
Figura 2.17 - Exemplos de obras em gabiões eletrosoldados: a) Proteção de ponte, Escócia; b) Muro de Contenção, Alemanha.....	35
Figura 2. 18 - Gabião em material plástico: a) Gabião plástico preenchido com pedras; b) Gabião plástico montado (fonte: tensarcop.com).	36

Figura 3.1 - Tipos de verificações de estabilidade em muros de gabião (BARROS, 2010). ...	38
Figura 3.2 - Ensaio de compressão em gabiões (AGOSTINI et al., 1981).	40
Figura 3.3 - Resultados dos ensaios de compressão em gabiões, com e sem restrição lateral (AGOSTINI et al., 1987).....	40
Figura 3.4 - Rochas fragmentadas após o ensaio (AGOSTINI et al., 1987).	43
Figura 3.5 - Ensaio de cisalhamento simples em gabiões (AGOSTINI et al., 1987).....	45
Figura 3.6 - Resultados do ensaio de cisalhamento simples em gabiões (AGOSTINI et al., 1987).....	46
Figura 3.7 - Esquema do ensaio em um muro de gabião de 4,00m de altura (AGOSTINI et al., 1987).....	47
Figura 3.8 - Muro de gabião após o termino do ensaio (AGOSTINI et al., 1987).....	47
Figura 3.9 - Plano de aplicação do empuxo ativo; a) plano vertical; b) plano inclinado; c) plano inclinado restringido (BARROS, 2010).	51
Figura 3.10 – Esforços atuantes por bloco de gabião.	51
Figura 3.11 Dimensão da malha.	52
Figura 3.12 - Esquema do ensaio de tração conforme a EN 10223-3:2013.	52
Figura 3.13 - Esquema do processo industrial de trefilação.	55
Figura 3.14 - Curva tensão/deformação típica de um material dúctil.	56
Figura 3.15 - Linha reta que define a porção elástica da curva de tração.	57
Figura 3.16 - Ensaio de tração em arame.	58
Figura 3.17 - Resultado de ensaio de tração característico em arame BTC.	58
Figura 3.18 - Ensaio unidirecional de tração: a) equipamento utilizado no ensaio de tração; b) placa de conexão da malha metálica; c) malha metálica encaixada na placa de conexão.	59
Figura 3.19 - Ensaio de puncionamento segundo ASTM A975: a) detalhe da amostra colocada na estrutura de aço, $L_x = L_y = 1,00m$; b) fixação da malha para o ensaio; c) amostra no momento da ruptura.	60
Figura 3.20 - Ensaio de puncionamento segundo UNI 11437: a) dispositivo de repartição de cargas com forma de calota esférica (UNI 11437/2012); b) fixação da malha para o ensaio; c) fase de carregamento durante o ensaio de puncionamento.	61
Figura 3.21 - Fardo de gabião.....	64
Figura 3.22 - Montagem do gabião tipo caixa; a) abrindo e desdobrando o gabião; b) levantando as arestas para posterior amarração.	65
Figura 3.23 - Alguns dos equipamentos utilizados na instalação e manuseio dos gabiões.	65
Figura 3.24 - Amarração das arestas laterais.	66
Figura 3.25 - Ferramenta pneumática – spnax para instalação dos anéis de fixação.	66
Figura 3.26 - Contato ponto a ponto causando transferência de carga nesses pontos.	68
Figura 3.27 - Colocação dos tirantes a cada terço da altura acompanhando o processo de enchimento da caixa.	69
Figura 3.28 - Tirante amarrados na face do painel.	69
 Figura 4.1 - Modelo de interação (BERTRAND, 2006).	 73
Figura 4.2 - Discretização da malha hexagonal em elementos particulados formando o gabião (BERTRAND, 2006).....	74
Figura 4.3 - Ensaio de puncionamento (BERTRAND et al., 2008).	74

Figura 4.4 - Forma e iteração remota da malha hexagonal de dupla torção. a) forma hexagonal básica da malha dupla torção de arame com as dimensões usadas pelo YADE-DEM; b) modelo de partículas e interação remota (THOENI et al., 2011).....	75
Figura 4.5 - Relação constitutiva definida a partir da curva tensão/deformação do arame; a) curva característica do arame; b) esquema de diagrama força/deslocamento que mostra o comportamento geral da interação para um único arame (THOENI et al., 2011).	76
Figura 4.6 - Ensaio de tração de um painel de malha plana submetido a uma taxa de deformação constante; a) Condições de contorno e discretização do ensaio de tração; b) Malha deformada e forças normais antes da falha, $\lambda_k = 0,73$, $\lambda_\varepsilon = 0,47$ (THOENI et al., 2011).....	77
Figura 4.7 - Calibração dos parâmetros λ_ε e λ_k : a) Calibração de λ_k com $\lambda_\varepsilon = 1,0$; b) Calibração de λ_ε com $\lambda_k = 0,73$ (THOENI et al., 2011).	77
Figura 4.8 - Representação esquemática da influência do parâmetro λ_u e λ_F na lei de contato (THOENI et al., 2013).....	78
Figura 5.1 - Placa de borracha e placa de aço colocados sob o elemento gabião.....	91
Figura 5.2 - Tirantes de arame em ambas as direções.	91
Figura 5.3 – Montagem do ensaio: a) gabião montado com célula de carga posicionada entre o macaco hidráulico e o aparato de aplicação de carga; b) placa de borracha entre a amostra de gabião e o aparato metálico; c) régua metálicas fixadas no aparato com auxílio de presilhas.....	92
Figura 5.4 - Teste 1 - esquema de montagem do elemento gabião preparado para o ensaio de compressão.	93
Figura 5.5 – Instrumentos para leitura dos deslocamentos: a) LVDT fixado à malha metálica em um dos lados do gabião; b) esquema de posicionamento simétrico dos LVDT's, mostrado em uma vista superior.....	94
Figura 5.6 - Teste 2 - esquema de posicionamento simétrico dos LVDT's, mostrando um dos lados da amostra preparada para o ensaio de compressão com leitura do semi-perímetro.	94
Figura 5.7 - Teste 2 - compressão em três caixas de gabião, uma sobre a outra, malha tipo 8x10, diâmetro 2,7mm: a) início do ensaio; b) final do ensaio.....	95
Figura 5.8 - Esquema do LVDT não acompanhando o “embarrigamento” do gabião.....	95
Figura 5.9 - Equipamento para leituras de distância: a) transdutor de cabo; b) trena convencional de 1,00 m.....	96
Figura 5.10 - Teste 3 - Compressão simples em gabião de 1,0x1,0x1,0m utilizando as trenas para medir a deformação perimetral: a) início do ensaio; b) final do ensaio; c) detalhe das trenas fixadas no arame de borda do gabião.	96
Figura 5.11 - Posicionamento das trenas fixadas na borda do gabião, h=1,00m.	97
Figura 5.12 - Trena de plástico durante as leituras: a) primeira leitura do teste; b) leitura posterior realizada durante uma das etapas do teste.....	97
Figura 5.13 - Sistema de aquisição HBM 840X (https://www.hbm.com/pt/).	98
Figura 5.14 - Corpo de prova de rocha para o ensaio de compressão: a) corpo de prova de granito; b) ensaio de compressão em operação.	98
Figura 5.15 - Teste 1 - Fases de carregamento e deslocamento do elemento gabião.....	100
Figura 5.16 - Teste 1 - Curva que relaciona a tensão vertical com a deformação vertical.....	101
Figura 5.17 - Teste 1 - Curva que relaciona a tensão horizontal com a deformação vertical.	101

Figura 5.18 - Teste 2: a) curva que relaciona a tensão vertical com a deformação vertical; b) curva que relaciona a tensão vertical com a deformação circunferencial.	101
Figura 5.19 - Comportamento do arame de borda durante o teste de compressão; a) esquema da condição inicial; b) esquema da condição final; c) foto que ilustra a condição final do arame de borda, após o término do ensaio.	103
Figura 5.20 - Esquema de uma vista superior do gabião: a) início do ensaio; b) término do ensaio, mostrando que as bordas não se deslocam da mesma maneira que o painel de tela metálica lateral.	103
Figura 5.21 - Deformação acentuada do gabião.	104
Figura 5.22 - Desmontagem dos gabiões. Tirantes rompidos.	104
Figura 5.23 - Tirante rompido durante o ensaio.	105
Figura 5.24 - Gabião tipo caixa após o ensaio e retirada das pedras.	106
Figura 5.25 - Gabião tipo caixa após o ensaio e retirada das pedras.	106
Figura 5.26 - Prensa de Cisalhamento Direto para blocos de Rocha – IIT – Roorkee.	107
Figura 5.27 - Gabião previamente montado: a) amostra para ensaio de compressão simples (sem confinamento lateral); b) amostra para ensaio de compressão confinada.	109
Figura 5.28 - Preenchimento da caixa de cisalhamento direto: a) ensaio de cisalhamento direto sem malha metálica; b) ensaio de cisalhamento direto com malha metálica.	109
Figura 5.29 - Equipamentos utilizados nos ensaios: a) compressão não confinada; b) compressão confinada.	110
Figura 5.30 - Detalhes da prensa de cisalhamento.	110
Figura 5.31 - Curva Tensão de Cisalhamento versus Normal, para condição com e sem gabião.	113
Figura 5.32 - Resultado dos ensaios de compressão não confinada, malha tipo 10x12, diâmetro 2,70mm.	114
Figura 5.33 - Resultado dos ensaios de compressão confinada, malha tipo 10x12, diâmetro 2,70mm.	114
Figura 5.34 - Montagem dos gabiões: a) gabiões previamente montados; b) gabiões estocados no interior do laboratório.	116
Figura 5.35 - Manuseio da amostra de gabião: a) transporte do gabião com empilhadeira; b) içamento para colocação no local da prensa.	116
Figura 5.36 - Equipamentos ISMGEO: a) aparelho de teste de compressão; b) aparato de aço para aplicação da carga; c) caixa metálica para o ensaio de compressão confinada.	117
Figura 5.37 - Posição dos transdutores de deslocamento e potenciômetro de fio para testes de compressão não confinada e confinada.	117
Figura 5.38 - Material de enchimento: a) rocha calcária; b) rocha arredondada.	118
Figura 5.39 - Ensaio de compressão em gabiões: a) ensaio de compressão com confinamento lateral; b) ensaio de compressão sem confinamento lateral.	119
 Figura 6.1 - Discretização do painel de malha hexagonal e do disco de aplicação de carga.	122
Figura 6.2 - Curva utilizada para modelar o arame de aço.	123
Figura 6.3 - Simulação numérica do ensaio de puncionamento da malha hexagonal.	123
Figura 6.4 - Resultados numéricos e experimentais para o puncionamento da malha hexagonal.	124
Figura 6.5 - Discretização dos painéis de malha hexagonal que compõem um gabião aberto.	125

Figura 6.6 - Gabião discretizado no YADE-DEM a partir de partículas remotamente conectadas: a) partículas esféricas conectadas remotamente; b) ligações remotas que simulam os arames do gabião.....	125
Figura 6.7 - Malha de gabião em elementos discretos preenchida por esferas, após a ruptura da malha.	126
Figura 6.8 - Modelo em elementos discretos de um gabião preenchido por poliedros: a) acomodação aleatória dos poliedros por gravidade; b) segunda etapa de acomodação dos poliedros; c) gabião em elementos discretos preenchido por poliedros.....	128
Figura 6.9 - Comparação entre os resultados obtidos em DEM utilizando poliedros como material de preenchimento e os resultados experimentais.	128
Figura 6.10 - Criação das esferas como material de enchimento: a) esferas geradas sob condições de restrição; b) esferas importadas para a caixa de gabião.	130
Figura 6.11 - Gabiões sem confinamento lateral: a) gabião com 1,00 m de altura; b) gabião com 0,50 m de altura.	131
Figura 6.12 - Gabiões com confinamento lateral: a) gabião com 1,00 m de altura; b) gabião com 0,50 m de altura.	131
Figura 6.13 - Gabião de 1,00 m, malha 8x10, 2,70 mm: a) Condição não confinada; b) Condição confinada.....	132
Figura 6.14 - Gabião de 1,00 m, malha 8x10, 2,40 mm: a) Condição não confinada; b) Condição confinada.....	133
Figura 6.15 - Gabião de 1,00 m, malha 10x12, 2,70 mm: a) Condição não confinada; b) Condição confinada.....	133
Figura 6.16 - Gabião de 0,50 m, malha 8x10, 2,70 mm: a) Condição não confinada; b) Condição confinada.....	134
Figura 6.17 - Gabião de 0,50 m, malha 8x10, 2,40 mm: a) Condição não confinado; b) Condição confinada.....	134
Figura 6.18 - Gabião de 0,50 m, malha 10x12, 2,70 mm: a) Condição não confinado; b) Condição confinada.....	135
Figura 6.19 - Indicação do ponto de referência para a medida do deslocamento horizontal.	135
Figura 6.20 - Rotação da placa de aplicação de carga sobre a amostra confinada de gabião: a) modelo experimental; b) modelo numérico.	136
Figura 6.21 - Indicação do ponto de referência para a medida do deslocamento vertical na borda.....	137
Figura 6.22 - Gráfico do deslocamento horizontal, experimental e numérico, obtido para malha 8x10, 2,70 mm: a) Gabião de 1,00 m de altura; b) Gabião de 0,50 m de altura...	137
Figura 6.23 - Gráfico do deslocamento horizontal, experimental e numérico, obtido para malha 10x12, 2,70 mm: a) Gabião de 1,00 m de altura; b) Gabião de 0,50 m de altura.	138
Figura 6.24 - Gráfico do deslocamento horizontal numérico obtido para malha 8x10, 2,40 mm: a) Gabião de 1,00 m de altura; b) Gabião de 0,50 m de altura.	138
Figura 6.25 - Inclinação da face do gabião em relação ao centro do modelo: a) gabião de 1,00 m de altura; b) gabião de 0,50 m de altura.	139
Figura 6.26 - Deslocamentos verticais medidos nos transdutores posicionados na face: a) gráfico com os resultados das leituras; b) esquema do posicionamento dos transdutores posicionados na face livre do gabião (pt.1 e pt.3).....	139
Figura 6.27 - Simulação numérica de compressão do gabião de 0,50 m: a) instante inicial da simulação – vista lateral; b) instante final da simulação, quando ocorreu a ruptura da	

malha hexagonal – vista lateral; c) instante inicial da simulação – vista frontal; d) instante final da simulação, quando ocorreu a ruptura da malha hexagonal – vista frontal.	140
Figura 6.28 - Relação entre a tensão horizontal e vertical média, para o gabião com 1,00 m.	141
Figura 6.29 - Relação entre a tensão horizontal e vertical média, para o gabião com 0,50 m.	141
Figura 6.30 - Modelo numérico criado para definir o comportamento da malha sob uma condição de carga uniforme: a) malha no MED sob condição deformada; b) gráfico da tensão uniforme versus o deslocamento na direção da tensão aplicada.	142
Figura 6.31 - Resultados numéricos para a condição confinada: a) gabião caixa altura de 1,00m; b) gabião caixa altura de 0,50m.	144
Figura 6.32 - Resultados numéricos para a condição não confinada: a) gabião caixa altura de 1,00m; b) gabião caixa altura de 0,50m.	144
Figura 7.1 - Gabião tipo caixa 2,0m x 1,0m x 1,0m, com diafragmas a cada metro.	145
Figura 7.2 - Contorno que define o painel metálico submetido a tensão.	146
Figura 7.3 - Tensões atuantes sobre as camadas de um muro de gabião: a) tensão vertical por camada; b) tensão horizontal aplicada sobre a face externa do muro por camada.	146
Figura 7.4 - Curva força de tração/deformação de uma malha hexagonal tipo 8x10, 2,7 mm – Ty – direção longitudinal, Tx – direção transversal.	147
Figura 7.5 - Padrão de sequência repetitiva.	149
Figura 7.6 - Membrana Elástica (GOMES, 2009).	153
Figura 7.7 - Equilíbrio das forças sobre um elemento de membrana.	153
Figura 7.8 - Discretização do domínio para um problema bidimensional.	154
Figura 7.9 - Deslocamentos numericamente determinados.	155
Figura 7.10 - Vista frontal da membrana elástica e condições de contorno.	156
Figura 7.11 – Forma aproximada obtida durante o ensaio de puncionamento; perspectiva tridimensional.	160
Figura 7.12 - Forma cônica obtida durante o ensaio de puncionamento e diagrama de corpo rígido em um corte transversal.	160
Figura 7.13 - Vista superior do ensaio de puncionamento aproximando a uma membrana elástica isotrópica.	161
Figura 7.14 - Deslocamento máximo atuante em função da tensão horizontal e da força de tração.	163
Figura 7.15 – Curvas tensão em função do deslocamento da membrana com forma circular (K_{eq_c}) e parabólica (K_{eq_p}).	164
Figura 7.16 – Relação entre força de tração por unidade de comprimento e deformação na membrana, após aplicada tensão normal; Tr_y – Força na direção longitudinal; Tr_x – Força na direção transversal.	165
Figura 7.17 – Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_8x10/2.7 – análise numérica no MED para a malha 8x10, 2,7 mm; K_{eq} – curva determinada através da equação (7.46) para uma rigidez de $k = 700$ kN/m.	166
Figura 7.18 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_8x10/2.4 – análise numérica no MED para a malha 8x10, 2,4 mm; K_{eq} – curva determinada através da equação (7.46) para uma rigidez de $k = 550$ kN/m.	167

Figura 7.19 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_10x12/2.7 – análise numérica no MED para a malha 10x12, 2,7 mm; K_{eq} – curva determinada através da equação (7.46) para uma rigidez de $k = 650$ kN/m.	167
Figura 7.20 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_8x10/2.7_0.5v – análise numérica MED, malha 8x10, 2,7 mm, malha na direção vertical; K_{eq} – determinado da equação (7.46) com rigidez de $k = 700$ kN/m.	168
Figura 7.21 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_8x10/2.4_0.5v – análise numérica MED, malha 8x10, 2,4 mm, malha na direção vertical; K_{eq} – determinado da equação (7.46) com rigidez de $k = 550$ kN/m.	169
Figura 7.22 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_10x12/2.7_0.5v – análise numérica MED, malha 10x12, 2,7 mm, malha na direção vertical; K_{eq} – determinado da equação (7.46) com rigidez de $k = 650$ kN/m.	169
Figura 7.23 - Representação do painel frontal do gabião; a) malha metálica com hexágonos na direção horizontal – antes e após a ruptura; b) malha metálica com hexágonos na direção vertical – antes e após a ruptura.	169
Figura 7.24 - Curva tensão uniforme e deslocamento; 8x10/2,7v:0,5m – análise numérica no MED para a rede 8x10, 2,7 mm com malha na direção vertical; 8x10/2,7h:0,5m – análise numérica no MED para a rede 8x10, 2,7 mm com malha na direção horizontal; 8x10/2,7:1,0m – análise numérica no MED para a rede 8x10, 2,7 mm; K_{eq} – curva determinada através da equação (7.46) para uma rigidez de $k = 175$ kN/m.	170
Figura 7.25 - Tipos de falha nos elementos de gabião em muros de arrimo: a) ruptura estrutural; b) ruptura da malha; c) abaulamento admissível.	171
Figura 7.26 - Direção da malha metálica: a) direção principal da malha na vertical; b) direção principal da malha na horizontal.	174
Figura 7.27 - Abaulamento no painel frontal de uma camada de muro de gabião.	175
Figura 7.28 - Muro de gabião com 8,00 m de altura, composto por gabiões de 1,00 m.	176
Figura 7.29 - Muro de gabião com 8,00 m de altura, composto por gabiões de 0,50 m e 1,00 m.	179

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios de compressão simples em gabiões (AGOSTINI, et al., 1987).....	41
Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios de cisalhamento simples em gabiões (AGOSTINI et al., 1987).....	45
Tabela 3.3 - Valores médios de produção do Pu em função da resistência à tração da malha metálica (AGOSTINI et al., 1987).....	48
Tabela 3.4 - Tensão máxima admissível em elementos gabiões	49
Tabela 3.5 - Composição química do fio máquina.....	54
Tabela 3.6 - Série eletroquímica dos metais.....	55
Tabela 3.7 - Descrição do ambiente de instalação e requerimentos do revestimento do arame (adaptado da BS EN 10223-3)	62
Tabela 5.1 - Resultados do teste de compressão não confinada realizados na UNICAMP ...	102
Tabela 5.2 - Propriedades das pedras utilizadas.....	111
Tabela 5.3 - Ensaio de cisalhamento direto rocha basalto – sem gabião.....	112
Tabela 5.4 - Ensaio de cisalhamento direto rocha basalto – com gabião	112
Tabela 5.5 - Resultados do teste de compressão confinada realizados no IIT	113
Tabela 5.6 - Propriedades das pedras utilizadas.....	118
Tabela 5.7 - Tensão vertical máxima para os gabiões sob condição confinada e não confinada.	120
Tabela 6.1 - Parâmetros dos materiais do modelo.....	130
Tabela 6.2 - Modelos numéricos dos gabiões criados no YADE-DEM.....	132
Tabela 7.1 - Resultado da força de puncionamento equivalente.	162
Tabela 7.2 - Rigidez equivalente da malha hexagonal para um gabião com 1,0 m de altura.	167
Tabela 7.3 - Rigidez equivalente da malha hexagonal para um gabião com 0,5 m de altura.	170
Tabela 7.4 - Resultados das análises de estabilidade externa.....	176
Tabela 7.5 - Tensão atuante em comparação a tensão máxima admissível.....	177
Tabela 7.6 - Tensão atuante em comparação a tensão de referência.	178
Tabela 7.7 - Tensão atuante em comparação a tensão de referência.	178
Tabela 7.8 - Tensão atuante em comparação a tensão de referência.	179

LISTA DE SÍMBOLOS

$\bar{\delta}$	Deslocamento máximo unitário na direção da tensão uniforme atuante
δ	Deslocamento máximo na direção da tensão uniforme atuante
ε	Deformação na membrana
α	Inclinação da rede em relação a horizontal no ensaio de puncionamento
β	Ângulo interno do hexágono em relação a vertical
η	Grau de porosidade do gabião
τ	Tensão cisalhante entre os blocos de gabião
ϕ	Ângulo de atrito interno
ϕ^*	Ângulo de atrito empírico dos gabiões
σ_{adm}	Tensão máxima admissível do gabião
γ_g	Peso específico do gabião
σ_{max}	Tensão normal máxima sobre o bloco de gabião
γ_p	Peso específico da rocha
Δt	Passo de tempo
ε_x	Deformação na direção x
ε_y	Deformação na direção y
a	Comprimento do trecho vertical do hexágono correspondente ao arame simples
A	Área equivalente da seção do arame
b	Comprimento do trecho vertical do hexágono correspondente ao arame duplo
B	Base da seção analisada
c_g	Coesão empírica do gabião
D	Menor dimensão do hexágono
d	Distância entre o ponto de aplicação de N e a borda da camada de gabiões
E	Módulo de elasticidade do material
De	Diâmetro da esfera
F	Força de puncionamento
I	Momento de inércia
k	Matriz de rigidez da rede em malha hexagonal
λ_ε	Parâmetro entre 0 e 1 para reduzir a deformação na ruptura de um arame

λ_k	Parâmetro entre 0 e 1 para calcular a rigidez elástica de um arame
$k_{(i)}$	Rigidez equivalente na direção i
k_a	Coefficiente de empuxo ativo
k_{eq}	Rigidez equivalente da rede em malha hexagonal
k_g	Rigidez da malha do arame
k_n	Rigidez volumétrica
k_s	Rigidez ao cisalhamento
l	Lado do quadro que representa a face do gabião
L_c	Comprimento da membrana deformada
l_x	Comprimento na direção x
l_y	Comprimento na direção y
M	Resultante de momentos atuante na camada de um de gabião
N	Força normal
p	Tensão uniforme
P_u	Massa de rede metálica por metro cúbico de gabião
r_1	Raio do pistão
r_2	Raio da área equivalente a um quadrado de lado 1,00 m
t	Força de tração no arame
T	Força de tração por unidade de comprimento
Tg	Força tangente na base do gabião
T_x	Força de tração (por unidade de comprimento) na direção x
T_y	Força de tração (por unidade de comprimento) na direção y
F_x	Força de tração total na direção x
F_y	Força de tração total na direção y
δ_x	deslocamento total na direção x
δ_y	deslocamento total na direção y
w	Deslocamento transversal
w_o	Deslocamento transversal no centro da membrana

SUMÁRIO

1. Introdução	21
1.1 Objetivos	24
1.2 Estrutura do trabalho	24
2. Contexto histórico dos gabiões	25
3. Muro de contenção em gabiões	37
3.1 Ensaios anteriores em gabiões	38
3.1.1 Ensaio de compressão simples em gabiões	39
3.1.2 Ensaio de compressão com restrição lateral	43
3.1.3 Ensaio de cisalhamento puro	44
3.1.4 Ensaio em escala real	46
3.1.5 Parâmetros de resistência adotados para os gabiões	47
3.2 Características da malha hexagonal de dupla torção	51
3.2.1 Propriedades dos arames usados na malha do gabião	54
3.2.2 Ensaio de tração unidirecional BS EN 10223-3:2013	59
3.2.3 Ensaio de puncionamento em segundo a ASTM A975	60
3.2.4 Ensaio de puncionamento segundo a UNI 11437	60
3.2.5 Resistência ao desgaste e à corrosão do arame	62
3.3 Instruções de montagem dos gabiões tipo caixa	63
3.3.1 Operações preliminares	64
3.3.2 Montagem ou armação das gaiolas	65
3.3.3 Transporte	67
3.3.4 Instalação	67
3.3.5 Material de Preenchimento	67
3.3.6 Colocação de manta geotêxtil (se especificada)	69
3.3.7 Fechamento	70
3.3.8 Aterro compactado	70
4. Método dos elementos Discretos (MED)	71
4.1 Apresentação do MED	71
4.2 Modelando a malha hexagonal de dupla torção	78
4.3 Simulação das pedras usando formas poliédricas	84
5. Ensaios realizados em gabiões	89
5.1 Ensaio de compressão - UNICAMP	89
5.1.1 Planejamento dos ensaios	89
5.1.2 Características de montagem dos gabiões	90
5.1.3 Instrumentos utilizados	91
5.1.4 Características do material de enchimento	98
5.1.5 Leituras realizadas	99
5.1.6 Observações sobre as leituras	102
5.2 Ensaio de compressão - IIT	107

5.2.1 Planejamento dos ensaios.....	107
5.2.2 Características de montagem dos gabiões.....	108
5.2.3 Instrumentos utilizados	109
5.2.4 Características do material de enchimento.....	111
5.2.5 Leituras realizadas.....	111
5.2.6 Observações sobre as leituras.....	113
5.3 Ensaio de compressão - ISMGEO	115
5.3.1 Planejamento dos ensaios.....	115
5.3.2 Características de montagem dos gabiões.....	115
5.3.3 Instrumentos utilizados	116
5.3.4 Características do material de enchimento.....	118
5.3.5 Leituras realizadas.....	118
5.3.6 Observações sobre as leituras.....	120
6. Análise numérica dos gabiões	121
6.1 Simulação numérica do ensaio de puncionamento	121
6.2 Modelagem numérica da malha do gabião	124
6.3 Uso de poliedros como material de preenchimento.....	126
6.4 Uso de esferas como material de preenchimento.....	129
7. Comportamento mecânico dos gabiões	145
7.1 Comportamento elástico da malha metálica do gabião	147
7.2 Matriz de rigidez da malha de gabiões	148
7.3 Malha hexagonal e membrana elástica	152
7.4 Solução aproximada para membrana anisotrópica retangular com pressão constante	155
7.5 Análise do ensaio de puncionamento como membrana elástica isotrópica	159
7.6 Rigidez equivalente.....	162
7.7 Estimativa da rigidez equivalente	165
7.7.1 Rigidez equivalente para gabiões de 1,00 m	166
7.7.2 Rigidez equivalente para gabiões de 0,50 m	168
7.8 Método de Cálculo.....	171
7.8.1 Verificação da ruptura estrutural interna do gabião	172
7.8.2 Verificação da ruptura da malha	173
7.8.3 Verificação do abaulamento máximo admissível.....	174
7.8.4 Exemplo de cálculo	176
8. Conclusões.....	180
Referências bibliográficas	182
APÊNDICE	187
Apêndice A - Resultados experimentais UNICAMP	188
Apêndice B - Resultados experimentais IIT	193
Apêndice C - Resultados experimentais ISMGEO.....	200

1. Introdução

Estudar o comportamento de vários tipos de materiais, como uma forma de conhecer suas propriedades mecânicas, é pratica comum na engenharia. Isso ocorre principalmente em materiais, cuja gama de aplicações é ampla e a multidisciplinaridade os torna passíveis de análise mais precisa.

O material de construção conhecido como gabião, também segue uma linha de aplicação ampla e por essa razão requer um estudo mais aprimorado sobre seu comportamento. Os gabiões são considerados, na engenharia, materiais que participam ativamente como elementos responsáveis pelo disciplinamento, reforço, drenagem e estabilização de obras geotécnicas, hidráulicas e ambientais e por essa razão o estudo de seu comportamento, assim como de suas características mecânicas, torna-se uma fonte rica para estudos científicos.

Os gabiões modernos; aqueles que tiveram sua origem no final do século XIX, são elementos compostos por uma rede ou malha metálica que encapsula pedras soltas não friáveis e com resistência a compressão suficientes para serem acondicionadas em bolsas prismáticas formadas por tal malha. A presença da malha metálica se justifica pelo fato de que não é possível empilhar tais pedras a ponto de criar uma forma cúbica estável e com capacidade de suportar cargas externas, sem que haja risco de ruína.

Ao serem unidos de maneira apropriada, o material de enchimento e a malha metálica, formam elementos estruturais monolíticos capazes de serem utilizados como arrimo, ou moldadas em geometrias que podem ser adaptadas a tipos distintos de obras, pois as características mecânicas do elemento gabião permitem criar um material resistente tanto a esforços de compressão quanto de tração, características essas tidas como diferenciais em um universo de várias soluções com aplicações similares.

É fato que em diversas obras ao redor do mundo existe uma forte evidência de que a malha metálica tem um comportamento estrutural importante. Este argumento é fácil de ser explicado ao se levar em conta que existem, em algumas obras de engenharia nas quais se negligenciam os estudos de solos, muros de contenção em gabiões capazes de absorver as “acomodações” inerentes às deformações do terreno de fundação. A consequência disso são muros de gabião com camadas apresentando deformações acentuadas, mas sem que ocorra o colapso do arrimo.

Na literatura existem alguns estudos sobre o comportamento mecânico dos gabiões. Sublette (1979) analisou o muro de gabião utilizando o método dos elementos finitos propondo uma comparação com o método convencional, porém ainda restou um estudo mais aprofundado sobre o comportamento do arame da malha metálica e uma calibração dos valores de tensão/deformação do elemento gabião. Portanto, existe a necessidade de um desenvolvimento teórico aprofundado que possa dar condições para avaliar o elemento gabião sob diferentes aspectos de carregamento e uma base teórica que forneça subsídios para definir qual a real função da rede metálica e quais benefícios esta pode trazer para a capacidade de carga do elemento gabião. Devido a esta lacuna, não existe um método de cálculo, além do puramente empírico, que avalie a estabilidade interna de um muro de arrimo em gabiões, restando apenas as análises que simulam os gabiões como blocos rígidos, ou seja, sem que haja possibilidade de ruptura ou deformação.

Este trabalho se propõe a analisar o elemento gabião, através de estudos experimentais, numéricos e teóricos, a fim de fornecer subsídios para a criação de um método de cálculo que verifique a capacidade de carga dos gabiões em muros de arrimo, através de critérios objetivos.

Motivado pela falta de aprofundamento neste tema e pela busca por um método de cálculo simplificado que contribua de maneira elucidativa nos projetos geotécnicos de muros de arrimo, este trabalho foi desenvolvido.

A primeira etapa dos estudos experimentais foi analisar elementos prismáticos de gabião (gabião tipo caixa, pedras e malha metálica) submetendo-os a vários tipos de carregamentos, visando um posterior estudo numérico que completasse as análises. Esta decisão foi tomada, porque a construção de um muro de gabiões instrumentado, em condições de análise, não é uma tarefa simples, uma vez que a magnitude das cargas necessárias para alcançar tal objetivo é elevada. Portanto, construir uma estrutura completa em escala real com níveis de carga capazes de levá-la à condição ruptura ou de serviço, tornou-se uma proposta inviável para esta pesquisa.

Foram realizados então ensaios em gabiões em três diferentes laboratórios de países distintos. No laboratório de estruturas da *Universidade Estadual de Campinas* (UNICAMP), foram realizados os primeiros ensaios em amostras de gabião em tamanho real. Em seguida, uma nova campanha de ensaios foi realizada no laboratório de geotecnia do *Indian Institute Technology* (IIT) na Índia. Por fim, uma campanha de ensaios no laboratório experimental do *Istituto Sperimentale Modelli Geotecnici* (ISMGEO) foi feita. Tal diversidade de ensaios, torna esta pesquisa rica em resultados experimentais, pois foram utilizados, além de gabiões

produzidos localmente, rochas com características geológicas diferentes. Desse modo, o universo de amostragem do estudo tornou-se representativo e o cruzamento de resultados e informações também. Para isso, buscou-se uniformizar a informação de maneira que a análise pudesse fornecer parâmetros de referência seguros.

Após os estudos experimentais, concentrou-se na criação de um modelo numérico capaz de simular as condições de laboratório e consequentemente extrair dos modelos as informações não obtidas nos ensaios laboratoriais. Optou-se pelo método dos elementos discretos (MED ou DEM na sigla em inglês), pois já haviam estudos que demonstravam que este era um método com alternativa numérica capaz de simular a rede dos gabiões e o material de preenchimento. Porém, não haviam ainda sido realizados estudos direcionados para obter informações sobre o seu uso em gabiões visando aplicações em muros de arrimo.

Surgiu então uma nova abordagem e para isso foram realizados estudos numéricos simulando ensaios de tração e de puncionamento da malha metálica através do conceito de conexão remota entre partículas esféricas, possibilitando entender seu comportamento, caracterizado principalmente por meio de normas técnicas existentes. Posteriormente, foi feito um estudo simplificado sobre o material de preenchimento, adotando a resistência, distribuição e formato que pudessem simular adequadamente o comportamento do gabião. Todas estas simulações foram calibradas em função dos ensaios experimentais realizados nesta pesquisa.

As simulações numéricas forneceram resultados que permitiram entender o comportamento do gabião quando submetido a tensões verticais e horizontais compatíveis com as observadas nas obras de contenção e utilizar os resultados numéricos obtidos como parâmetros de referência para a análise teórica. Algo novo e com abertura para estudos complementares em outros setores da engenharia.

Após as análises experimentais e numéricas foi feita uma análise teórica das informações, admitindo-se que a rede metálica do gabião, quando submetida à carga horizontal uniforme, comporta-se como uma membrana elástica, tendo como válida as hipóteses estabelecidas pela equação bidimensional de Poisson. Baseado nesta hipótese, nos resultados numéricos das simulações no MED e nos critérios estabelecidos em função do conceito de rigidez equivalente foi possível criar um método de cálculo para ser usado na verificação da capacidade de carga do gabião no muro de arrimo. Este método permite determinar, entre outras coisas, o abaulamento da face do gabião em função da tensão horizontal uniforme atuante e fornecer subsídios para um critério claro sobre o uso de gabiões com altura de 1,00 m ou de 0,50 m.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem por objetivo principal estudar o comportamento mecânico do elemento gabião com a finalidade de criar um método de cálculo simplificado que avalie a capacidade de carga do gabião e seja capaz de verificar a segurança interna de um muro de arrimo em gabião, a partir da tensão vertical transferida por cada camada. Para isso, a rede metálica que compõe o gabião é analisada de maneira isotrópica, a fim de que o abaulamento em cada estrato de gabião, causado por tensões normais distribuídas sobre a face frontal, possa ser calculado. Valores de referência são baseados em resultados de ensaios de compressão realizados em gabiões tipo caixa e modelos numéricos calibrados a partir desses ensaios. Este método justificará a importância da malha metálica que compõe o gabião e eliminará a anisotropia presente na resistência à tração deste material.

1.2 Estrutura do trabalho

Para o desenvolvimento deste trabalho foram produzidos oito capítulos, incluindo o introdutório que relatou a motivação desta pesquisa. A seguir são descritos, resumidamente, cada um dos capítulos:

O segundo capítulo apresenta uma abordagem histórica sobre os gabiões.

O terceiro capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre os primeiros ensaios em gabiões, as normas que se tornaram vigentes após esses ensaios e as instruções de montagem para os gabiões.

O quarto capítulo apresenta uma breve descrição sobre o MED enfatizando os principais trabalhos realizados com gabião.

O quinto capítulo apresenta os detalhes da campanha de ensaios realizada em três diferentes laboratórios, comentando os resultados obtidos.

O sexto capítulo apresenta as análises numéricas do gabião utilizando o MED, com comportamento calibrado a partir dos ensaios feitos.

O sétimo capítulo apresenta o estudo do comportamento mecânico dos gabiões, o método de cálculo proposto, e um exemplo de aplicação.

No oitavo capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa. Logo em seguida se apresentam as referências bibliográficas e os apêndices com os resultados experimentais.

2. Contexto histórico dos gabiões

As informações históricas aqui comentadas servem para contextualizar os gabiões no universo das obras geotécnicas e hidráulicas, além de elucidar como foi alcançada a forma, a funcionalidade e as aplicações que hoje são rotineiras na engenharia. Servem também como referência para o conceito e as aplicações que posteriormente serão tratados.

Não foram feitas pesquisadas aprofundadas sobre a origem ou a veracidade das informações históricas que são aqui apresentadas; não é o propósito desta pesquisa. Por essa razão serão feitos apenas breves relatos e apresentadas fotos que ilustram possíveis aplicações, sendo imprescindível registrar de maneira autêntica, a origem datada do gabião considerado como produto patenteado e registrado, fato esse que será tratado em momento oportuno neste capítulo.

Existem relatos sobre o uso de gaiolas ou cestos pelos egípcios há mais de 7000 anos atrás, com a finalidade de proteger margens de rios. Também foram encontrados no Peru elementos constituídos por restos de redes de fibras vegetais entrelaçadas, datados do ano 2627 AC, contendo pedras e usadas como diques para proteger a cidade de Caral, no Vale do Rio Supe, contra inundações. (Figura 2.1).



Figura 2.1 - Fotos de um muro com restos de fibras vegetais contendo pedras. Indícios do uso dos primeiros gabiões no Peru na cidade de Caral (AGOSTINI et al., 1981).

Cestas de vime preenchidas com solo foram utilizadas por Leonardo da Vinci, como fundação para a igreja de San Marco em Milão e durante as guerras no século XVI como barricadas ou proteção para os canhoneiros (Figura 2.2). Cestas similares também foram usadas em aplicações militares na Europa no século XIX e durante as guerras napoleônicas, assim como durante a guerra civil nos Estados Unidos (Figura 2.3a e 2.3b).

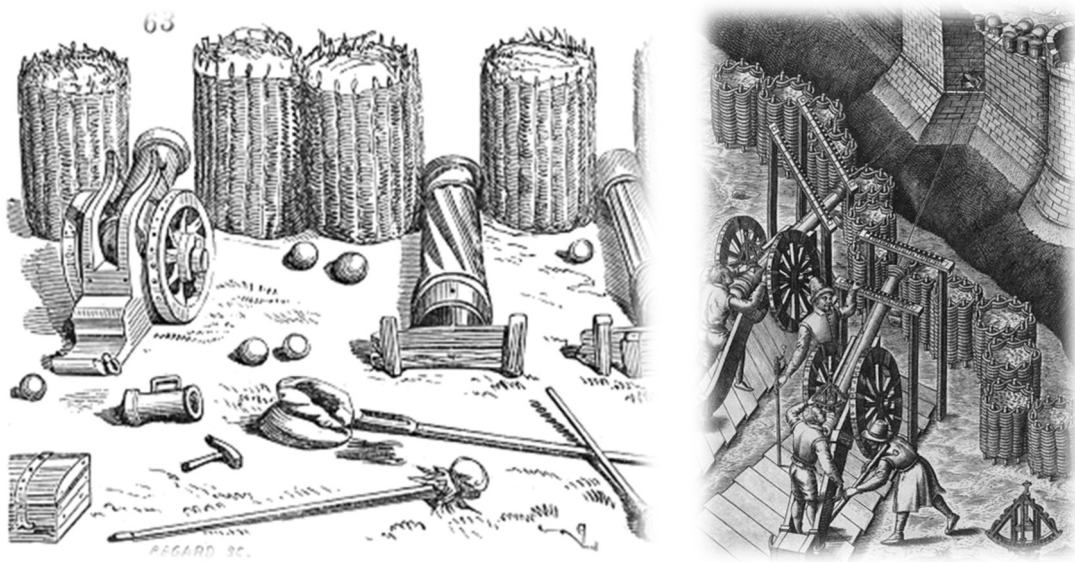


Figura 2.2 - Ilustração dos gabiões utilizados como proteção para os canhões (AGOSTINI et al., 1981).



a)



b)

Figura 2.3 - a) Forte Sumter, Carolina do Sul, século 19. (Fonte: Maccaferri); b) 77th Pennsylvania Regimento construindo os gabiões. (Fonte: Frank Leslie Famous Leaders and Battle Scenes of the Civil War (New York, NY: Mrs. Frank Leslie, 1896 - ClipArt ETC)

Todas as aplicações citadas para as ditas “gaiolas”, algumas mesmo rudimentares, tinham a mesma característica, confinar algum tipo de material para que esse pudesse ter aplicabilidade em diversas situações, desde o melhoramento da capacidade de suporte para a fundação de uma edificação e criação de arrimos com pedras em obras civis, à utilização como proteção de fortes, barricadas ou até mesmo apoio de canhões em obras militares. Aplicações, de alguma maneira, intuitivas que puderam garantir condições de uso de materiais disponíveis no próprio local.

No século XIX, na Europa, havia algumas oficinas de serralheria que realizavam trabalhos artesanais a base de ferro. Uma delas foi a *Firma Maccaferri Raffaele, Officina da Fabbro*, onde o ferro era trabalhado a mão produzindo grades, portões e adornos com apelos arquitetônicos e ornamentais. Os proprietários dessa oficina criaram gaiolas de ferro, que mais tarde ficaram conhecidas como “*gabbione*”, que pode ser traduzido como o aumentativo de “*gabbia*”, que do idioma italiano significa gaiola ou jaula, criados com a pretensão de serem utilizados como elementos para conter trechos de estradas que podiam sofrer desmoronamentos. Foi no final do século XIX que os então chamados gabiões (traduzido ao idioma português) tiveram sua primeira grande aparição como obra de engenharia, na contenção das margens do Rio Reno, após o seu transbordamento, em Casalecchio, na Emilia Romagna, ao norte da Itália (Figura 2.4). Foram utilizados gabiões tipo saco, ou “*burghe*”, como eram chamados na época.

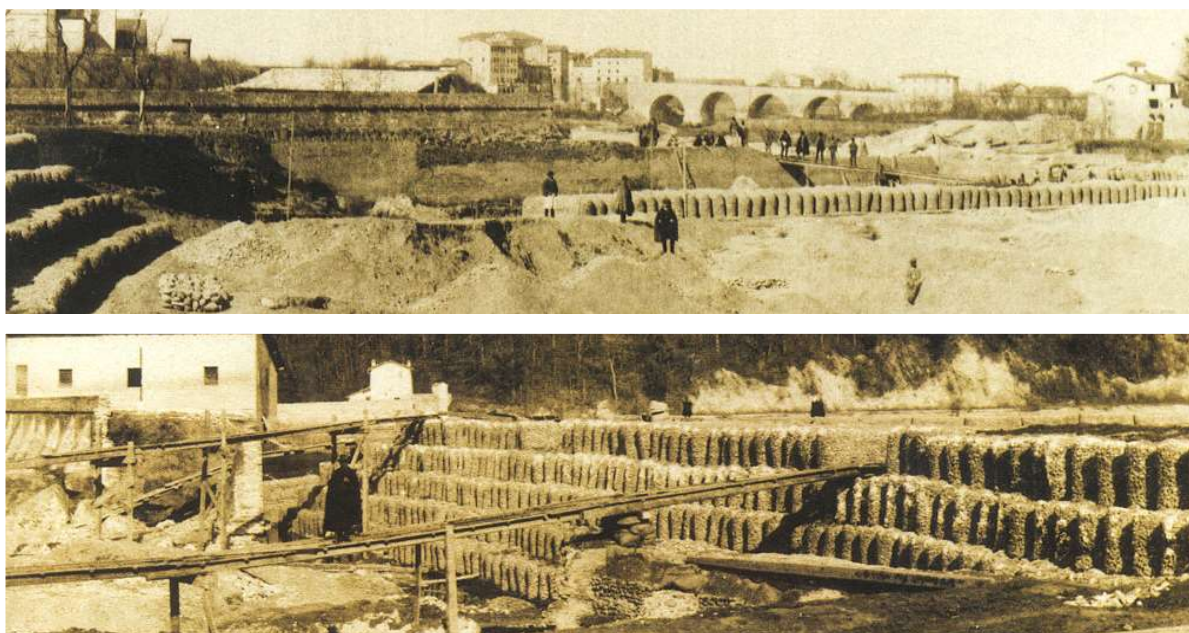


Figura 2.4 - Contenção das margens do Rio Reno, após o seu transbordamento, em Casalecchio, na Emilia Romagna, ao norte da Itália em 1893 (AGOSTINI et al., 1981).

A proposta da solução criada foi adotar um núcleo em solo vegetal envolto por pedras, que até então foram encapsuladas pelas gaiolas que ficaram conhecidas como gabião. Da maneira como foi proposta, a solução se assemelhou a um dique, que em partes serviu como uma contenção para o solo às margens do rio Reno (Figura 2.5). Estava assim criado o primeiro gabião moderno da história.

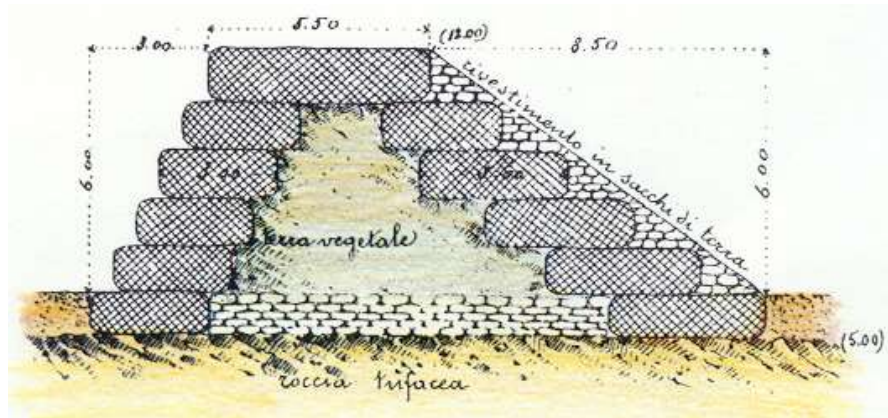


Figura 2.5 - Esquema proposto para a seção em gabiões saco utilizados na obra das margens do Rio Reno em Bolonha na Itália em 1893 (AGOSTINI et al., 1981).

Em 1895 foi feito um requerimento à Câmara do Comércio de Bolonha para registrar a aplicação dos gabiões em rios. Em 1913, foi emitida a Gaetano Maccaferri, a patente do gabião pelo *Ufficio Federale della Proprietà intellettuale della Confederazione Svizzera* (Figura 2.6).

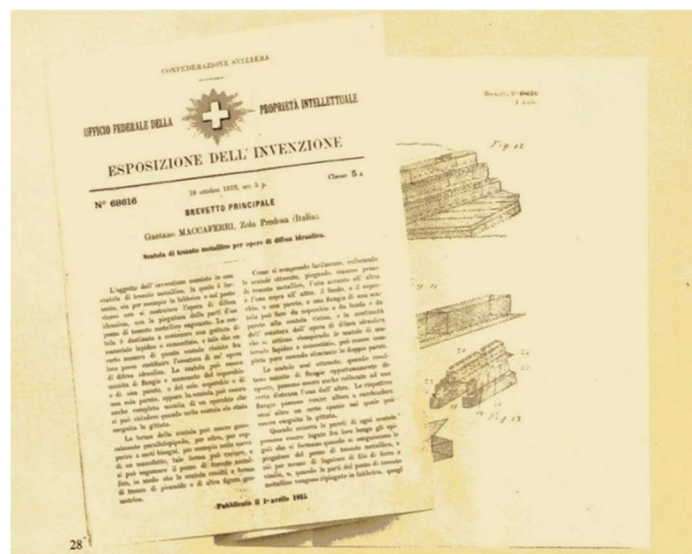


Figura 2.6 - Patente do gabião emitida a Gaetano Maccaferri em 1913 (AGOSTINI et al., 1981).

A obra apresentada nas Figuras 2.4 e 2.5 continua funcional até os dias atuais e ainda com vestígios da malha metálica utilizada como gabião na época (Figuras 2.7 e 2.8). O material utilizado para confeccionar esses gabiões era composto de uma malha de arames entrelaçados com abertura romboidal e o formato dos elementos se assemelhava a bolsas ou cestos.

Empilhados manualmente como estivas, ganharam a forma de um grande dique de pedras e solo com um nível de resistência, porosidade e integração natural que funcionam até hoje (Figura 2.9).

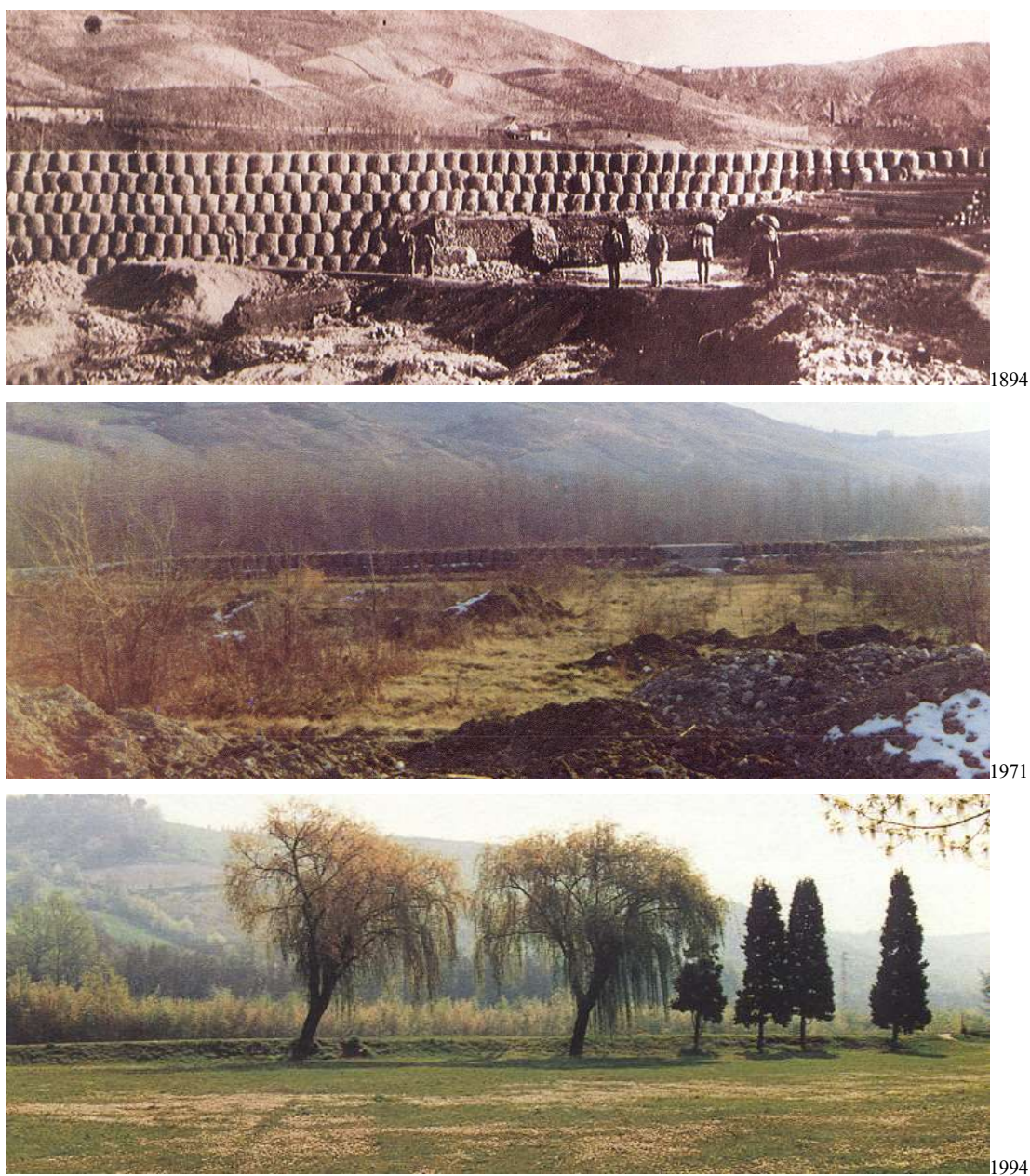


Figura 2.7 - Fotos que ilustram a evolução da primeira obra oficial de gabião moderno (AGOSTINI et al., 1981).



Figura 2.8 - Detalhe da malha metálica ainda presente nos gabiões as margens do Rio Reno em Bolonha na Itália.



Figura 2.9 - Dique proposto em 1894, integrado a natureza em 2016.

Durante a primeira guerra mundial a produção dos gabiões foi deixada de lado, uma vez que a produção de materiais como arames farpados para cavaletes e cercas tornaram-se prioritários. Os poucos gabiões ainda produzidos foram utilizados novamente em aplicações militares (Figura 2.10). Aplicações como barricadas, trincheiras ou proteções variadas para os soldados que estavam enfileirados em infantarias foram os destinos oferecidos aos gabiões remanescentes.

Após a primeira grande guerra mundial houve avanços tecnológicos na produção dos gabiões, além de importantes obras para consolidar ainda mais o uso dessa solução, que nesse período era principalmente tratada como uma solução para proteção e sistematização fluvial. Obras como a sistematização marginal realizada por conta do Governo da Somália junto

da grande barragem de Genale em 1926 (Figura 2.11a) e diques para retenção de sólidos realizados na Etiópia em 1937 (Figura 2.11b), foram as primeiras aparições dos gabiões em obras hidráulicas.



a)



b)

Figura 2.10 - Produtos utilizados durante a primeira guerra mundial: a) Produção de arame farpado em Zola Predosa em Bolonha na Itália; b) Gabiões em aplicações militares (AGOSTINI et al., 1981).



a)



b)

Figura 2.11 - Primeiras obras em gabião moderno realizadas após a primeira guerra mundial: a) Sistematização marginal ao lado da barragem de Genale na Somália; b) Dique para retenção de sólidos na Etiópia (AGOSTINI et al., 1981).

A mudança mais significativa na estrutura da malha metálica utilizada nos gabiões surgiu antes da segunda grande guerra quando deixaram de ser fabricados em malha com abertura em formato romboidal, passando para malha hexagonal em dupla torção, além de ganhar a forma de caixa. Essa mudança trouxe significativa robustez aos gabiões, além possibilitar que as gaiolas fossem produzidas em larga escala com a criação de linhas mais modernas e rápidas no trançado da malha, similar a um tear composto por fios de aço. Surgem então os primeiros gabiões tipo caixa (Figura 2.12a), uma forma mais versátil que facilitou a

estocagem e o transporte. Após a segunda guerra mundial as empresas na Europa buscaram uma reestruturação e recuperação dos mercados. Dessa maneira os gabiões encontraram modernização com a criação de novas máquinas para sua produção (Figura 2.12b) e ampliação no número de obras. A empresa, agora chamada, *Officine Maccaferri* lança o primeiro catálogo promocional sobre obras hidráulicas com gabiões e intensifica suas aplicações em obras longitudinais em rios (Figura 2.13).

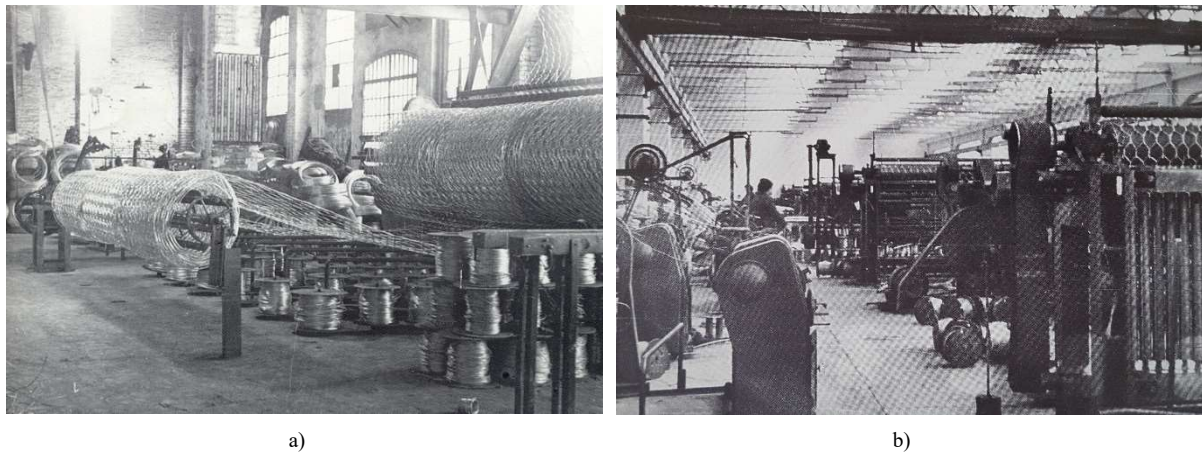


Figura 2.12 - Máquinas utilizadas na produção dos gabiões: a) Primeira linha de produção dos gabiões tipo caixa em malha hexagonal de dupla torção; b) Máquinas modernizadas para produção dos gabiões após a segunda guerra mundial (AGOSTINI et al., 1981).

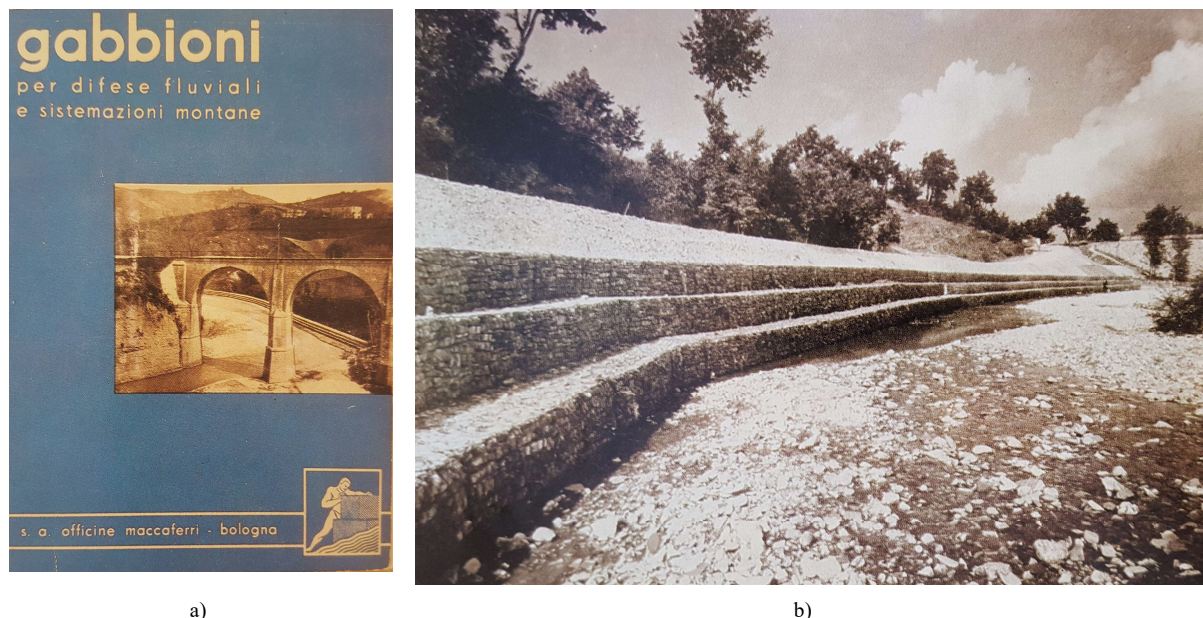


Figura 2.13 - a) Primeiro catálogo do pós-guerra sobre gabiões em 1946; b) Proteção longitudinal e contenção da estrada que margeia o curso do rio Sillaro em Bolonha (AGOSTINI et al., 1981).

O gabião torna-se então uma solução de referência para obras de estabilização e disciplinamento de rios. Nesse contexto então, começam os primeiros estudos empíricos sobre

características abrasivas e de resistência às tensões de arraste atuantes sobre os gabiões, baseados principalmente em observações e experiência dos engenheiros do período.

Nos anos 40 a indústria do aço ainda predominava no mundo, porém já havia forte influência dos produtos fabricados em plásticos, período entre os anos 1920 e 1950, no qual a indústria dos plásticos estava desenvolvendo diversos polímeros, como o policloreto de vinila (PVC), o polimetacrilato de metila (PMMA), o poliestireno (PS), o poliéster (PET) entre outros.

Por essa razão a indústria de arames de aço revestidos por plásticos também começa a ganhar espaço e em meados dos anos 50 surgem as primeiras aplicações dos gabiões com os arames revestidos em plástico PVC, por um processo de extrusão, com a finalidade de protegê-los contra corrosão e abrasão quando em contato com a água ou em terrenos poluídos.

Em 1956 houve a regularização das margens do canal de Bristol no Galles na Inglaterra, utilizando gabiões plastificados. A Figura 2.14 mostra essa obra após a sua conclusão em 1954 e posteriormente coberta pela vegetação em 1973.



Figura 2.14 - Proteção de margem em Bristol na Inglaterra utilizando os primeiros gabiões plastificados. A foto mostra a obra terminada em 1954 e posteriormente completamente vegetada em 1973 (AGOSTINI et al., 1981).

Nos anos 60 houve mais uma diversificação na forma dos gabiões com a criação dos gabiões em forma de colchão ou manta, os chamados Colchões Reno, para serem utilizados como revestimentos de taludes e margens de rios ou ainda como plataformas de deformação em obras de proteção longitudinal (Figura 2.15).

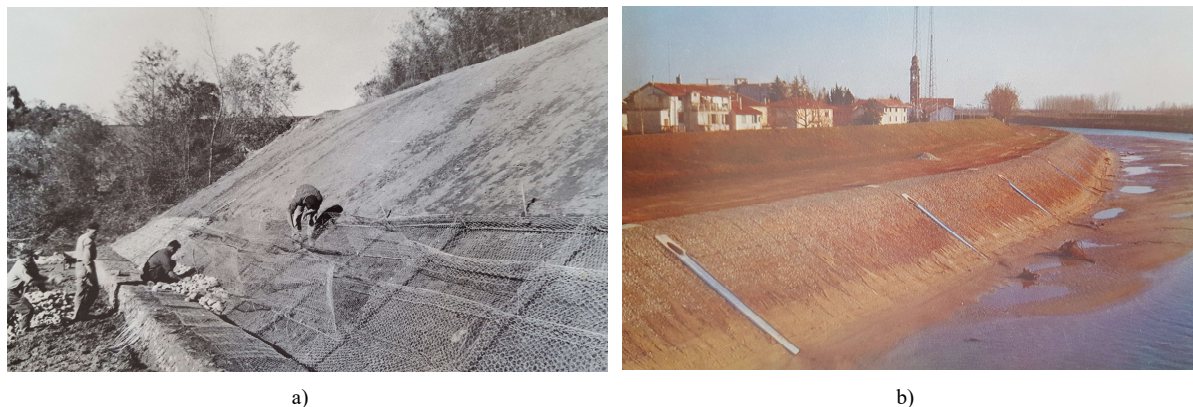


Figura 2.15 - Proteção de talude em colchão Reno: a) Rio Zena em Bolonha; b) Rio Tagliamento Latisana na província de Udine (AGOSTINI et al., 1981).

Considerando que os gabiões são um tipo de container capaz de confinar um outro material, a ideia foi reproduzida criando uma malha metálica não mais entrelaçada formando hexágonos, mas soldada nos pontos de contato, formando retângulos regulares. Desse modo, foram criados os gabiões em malha eletrosoldada ou malha rígida.

O uso de malha eletrosoldada não é algo novo havendo patentes que datam dos anos 1920, nos quais esses materiais eram utilizados como engradados de arame para transporte de elementos mais frágeis (Figura 2.16a). Registros dos conectores para estruturar os painéis das malhas eletrosoldadas para serem usados como gabiões foram patenteados por Burbidge (1974).

Os gabiões eletrosoldados são considerados uma derivação dos gabiões em malha hexagonal de dupla torção. Porém não podem ser considerados uma evolução, já que não apresentam distinção na funcionalidade. Utilizam painéis eletrosoldados que originalmente foram desenvolvidos para aplicações distintas das quais os gabiões se aplicam (engradados para transporte de mercadorias), apresentando uma maior rigidez de face e fragilidade nos pontos de contato e nos nós da solda.

Devem ser considerados como um tipo de adaptação da solução original, que agrega características técnicas peculiares como rigidez e procedimentos de instalação distintos do gabião em malha hexagonal de dupla torção.

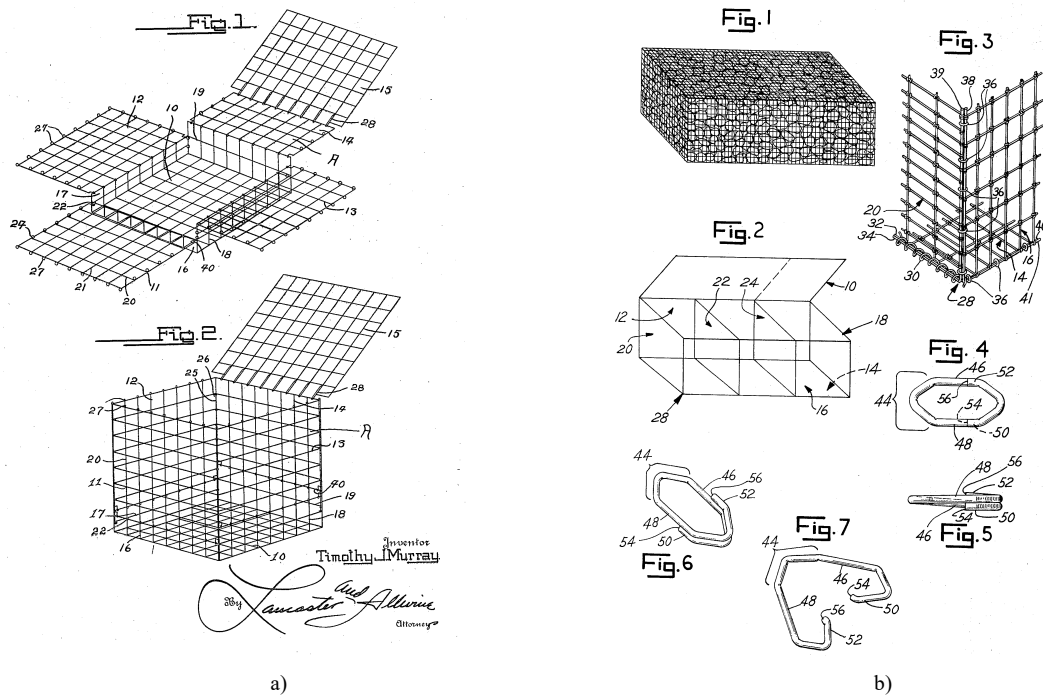


Figura 2.16 - Malha eletrosoldada: a) Engradados em malha eletrosoldada (Murray, 1928); b) Conectores para os painéis em malha eletrosoldada (Burbidge, 1974).

Não há registros históricos concretos sobre a origem dos gabiões eletrosoldados, apenas registros de diversas obras de contenção, alguns nos anos 70 e outros, principalmente nos Estados Unidos, a partir dos anos 90 (Figura 2.17).



Figura 2.17 - Exemplos de obras em gabiões eletrosoldados: a) Proteção de ponte, Escócia; b) Muro de Contenção, Alemanha.

Existem ainda algumas empresas que passaram a produzir malhas para gabiões em material plástico; material esse idêntico aos utilizados na fabricação das geogrelhas extrudadas, PEAD – Polietileno de Alta Densidade (Figura 2.18), com uma rigidez na malha, tal qual aquela necessária para manter estável as paredes do gabião.

Não é uma prática comum e não se encontram pesquisas sobre esse tipo de material, além de existirem poucos fabricantes desse tipo de gabião. Os gabiões confeccionados em plástico fazem parte do conceito inicialmente introduzido e respeitam as mesmas aplicações nas quais os gabiões metálicos são usados.



a)



b)

Figura 2. 18 - Gabião em material plástico: a) Gabião plástico preenchido com pedras; b) Gabião plástico montado (fonte: tensarcorp.com).

3. Muro de contenção em gabiões

Os muros de contenção ou arrimo em gabiões são estruturas a gravidade que trabalham em função do seu peso próprio e por essa razão são dimensionadas como um muro de gravidade. Como tal, têm a função de suportar os empuxos de terra atuantes. As teorias clássicas de Rankine e de Coulomb, bem como o método do equilíbrio limite, podem ser utilizados na determinação de tais empuxos.

Segundo Barros (2005), para os casos mais simples, a teoria de Coulomb é geralmente empregada na determinação do empuxo ativo, pois abrange uma variedade razoável de situações encontradas na prática. As características do solo arrimado devem ser avaliadas cuidadosamente, pois delas dependem os resultados das análises.

Segundo Santos Junior (2010), deve-se atentar para o fato de que o maciço arrimado é geralmente um reaterro, preferencialmente executado com material não coesivo e por essa razão considerada nula a parcela de resistência coesiva. Mesmo quando se utiliza solo argiloso no reaterro, a coesão disponível é muito pequena, pois além do amolgamento provocado pela construção, deve-se lembrar que o estado ativo se configura numa situação de descarregamento do maciço; e assim a situação mais crítica é a que corresponde à condição drenada da resistência.

Dessa forma a envoltória de resistência ao cisalhamento mais indicada é a envoltória efetiva (também chamada envoltória drenada), que normalmente apresenta uma parcela de coesão muito pequena, ou mesmo nula, para solos argilosos. Para o ângulo de atrito de interface " δ " entre o solo e a estrutura, pode-se adotar o mesmo valor do ângulo de atrito interno " ϕ " do solo, pois a face dos gabiões é bastante rugosa. No caso de haver um filtro geotêxtil entre o solo arrimado e o muro de gabiões o valor de δ deve ser diminuído de 5% a 10%.

Como em toda estrutura de contenção, são necessárias análises de estabilidade, a fim de verificar a segurança do arrimo. As estruturas de contenção em gabiões apresentam as mesmas considerações de um arrimo tradicional, inclusive a análise contra a ruptura interna que depende das características do material utilizado. A Figura 3.1 mostra as análises necessárias. De acordo com a Figura 3.1 as análises de estabilidade consideradas para o arrimo em gabiões partem da hipótese de que o muro é um bloco rígido que reage às forças externas aplicadas sobre ele.

Tal adoção é aceitável, uma vez que devido às amarrações entre os painéis metálicos os estratos em gabiões passam a estar unidos e um comportamento monolítico é evidenciado nas condições de campo, ou seja, a interação entre cada gabião faz com que haja um comportamento monolítico do conjunto que forma o arrimo e por essa razão tais muros têm a capacidade de se acomodar e absorver esforços externos. Desta forma, os gabiões são considerados como flexíveis, significando que conseguem se adaptar de maneira fácil a diferentes ambientes ou situações. Estas propriedades se refletem no comportamento interno do elemento gabião devido ao confinamento do material de preenchimento, havendo por tanto, uma participação importante da malha metálica que o envolve, algo passível de análise e estudo.

As análises de um muro de contenção em gabiões limitam-se às análises de estabilidade externa, tombamento, deslizamento, tensões na base e estabilidade global (Figura 3.1), como sendo verificações principais, restando uma análise mais criteriosa sobre o comportamento interno do elemento gabião, tema que terá uma abordagem de destaque nesse trabalho.

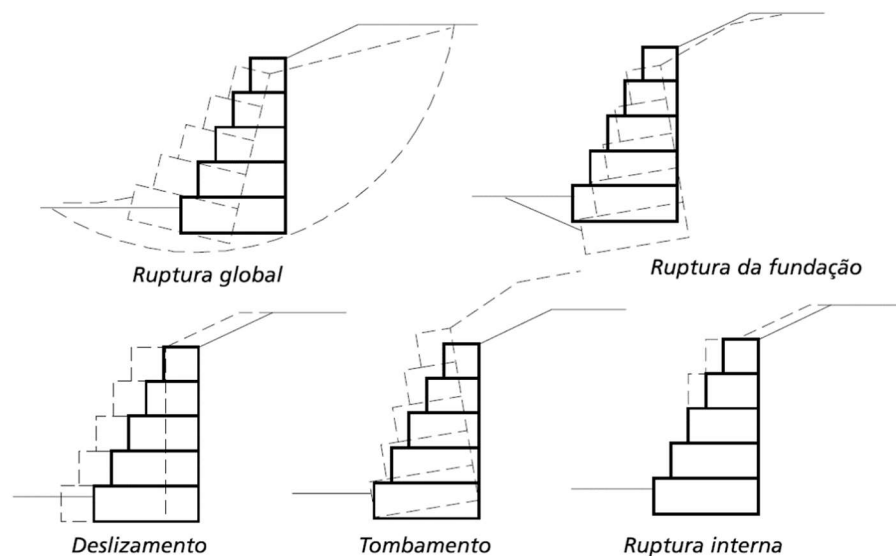


Figura 3.1 - Tipos de verificações de estabilidade em muros de gabião (BARROS, 2010).

3.1 Ensaios anteriores em gabiões

A fim de obter subsídios para o estudo do comportamento de estruturas de gabião, Agostini et al. (1987) iniciaram uma campanha de ensaios dividida em três fases:

- Na primeira fase foram realizados ensaios de compressão e de cisalhamento em elementos gabiões e na malha metálica que compõe tais elementos para determinar parâmetros de deformabilidade e de resistência à tração;
- Na segunda fase foram realizados ensaios de carga em muros de contenção em tamanho real (altura de 4,0 m) para avaliar os resultados obtidos na primeira fase e a eventual determinação de valores limite;
- Na terceira fase foram realizados ensaios de arrancamento em painéis de malha em malha hexagonal confinados em vários tipos de solo, a fim de determinar a capacidade de tais painéis como elementos de reforço em estrutura de solo reforçado.

A terceira fase não será comentada neste trabalho, por se tratar de um ensaio realizado com a finalidade de conhecer o comportamento da malha metálica em condições confinada, para fins de reforço de solo.

3.1.1 Ensaio de compressão simples em gabiões

Os ensaios de compressão foram realizados no *Laboratorio di Scienza delle Costruzioni* na Universidade de Bolonha, em 1979, utilizando corpos de prova constituídos por um ou mais gabiões (ligados uns aos outros) de dimensões nominais de 0,50 x 0,50 x 0,50 m formados por malha hexagonal de dupla torção, com hexágonos de dimensões 6 cm x 8 cm e diâmetro do arame de 2,7 mm, amarrados por arame de diâmetro 2,4 mm e preenchidos manualmente com pedra de mão (rachão). A Figura 3.2 mostra o ensaio de compressão simples, livre de restrições laterais, com aplicação de carga vertical sobre o elemento gabião para fornecer uma indicação de sua máxima resistência à compressão.

Durante os ensaios foram observados alguns efeitos que acompanharam a deformação progressiva devido à aplicação de carga crescente até o colapso do elemento, tais como, acomodação e fratura do material de preenchimento, deformação e ruptura da malha, influência da orientação da malha em relação à carga aplicada e efeito do diafragma intermediário. Para verificar uma possível influência da ação de confinamento exercida pelo dispositivo de aplicação da carga, alguns dos ensaios feitos em um único elemento gabião foram repetidos em dois gabiões sobrepostos. Para cada tipo de gabião, 3 ou 4 ensaios foram realizados.

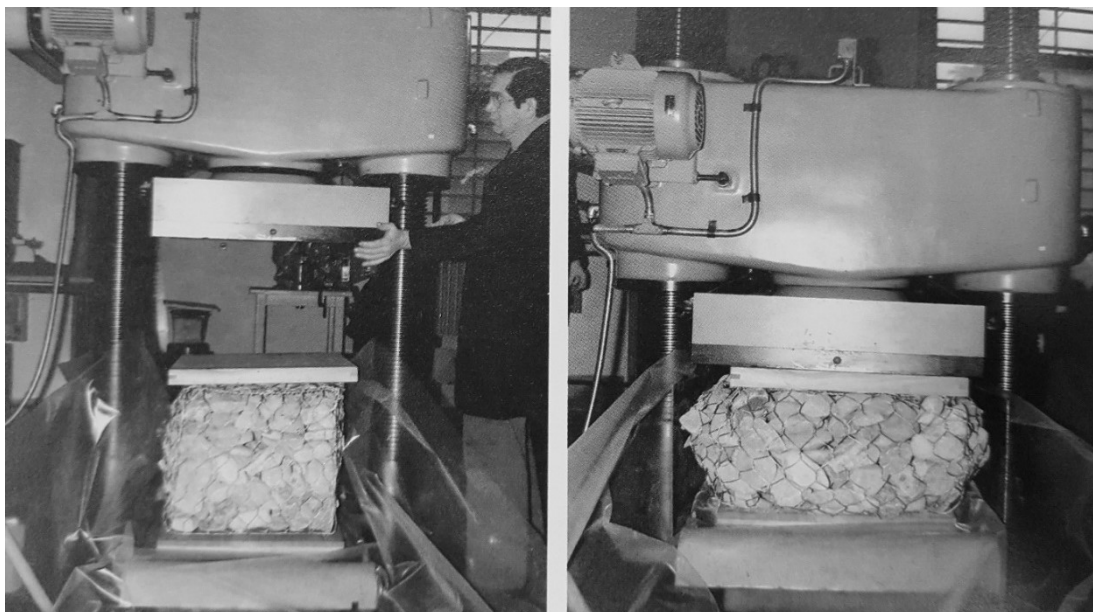


Figura 3.2 - Ensaio de compressão em gabiões (AGOSTINI et al., 1981).

A operação de carregamento da amostra seguiu a um ritmo crescente de aproximadamente $100 \text{ kN/m}^2/\text{min}$ e foi interrompida quando, devido a propagação da ruptura da malha, a amostra não podia suportar mais o aumento de carga.

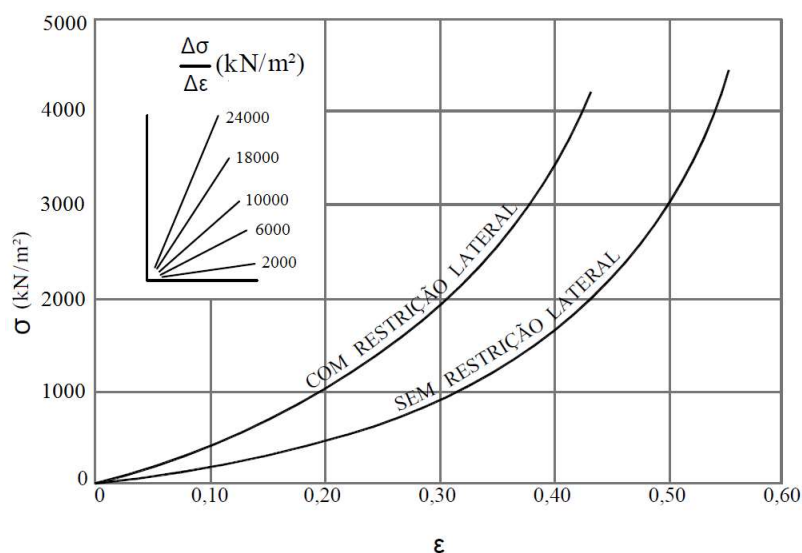
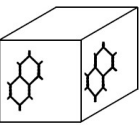
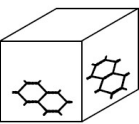
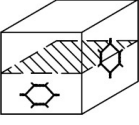
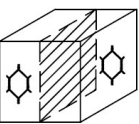
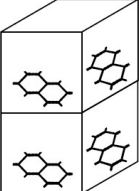
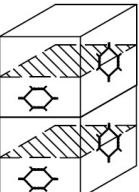


Figura 3.3 - Resultados dos ensaios de compressão em gabiões, com e sem restrição lateral (AGOSTINI et al., 1987).

A Tabela 3.1 mostra as configurações dos gabiões usados nos ensaios. A Figura 3.3 mostra um gráfico tensão/deformação com os resultados experimentais obtidos nas amostras tipo A, onde ϵ representa a deformação vertical para uma amostra de altura unitária e σ representa a pressão vertical aplicada sobre uma superfície de $1,00 \text{ m}^2$.

Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios de compressão simples em gabões (AGOSTINI, et al., 1987).

Tipo de gabião		Esquema	Ensaio	Dimensão inicial		P _{max} kN	σ _{max} kN/m²	Dimensão final	
				Base	Altura			Base	Altura
A	Elemento caixa com malha vertical nas laterais		A/1	0,50 x 0,52	0,490	905	3480	Não detectado	0,215
			A/2	0,53 x 0,55	0,470	1200	4120	0,81 x 0,85	0,235
			A/3	0,54 x 0,57	0,460	750	2440	0,82 x 0,80	0,245
			A/4	0,53 x 0,56	0,500	930	3130	0,82 x 0,85	0,260
A ₀	Elemento caixa com malha horizontal nas laterais		A ₀ /1	0,47 x 0,57	0,530	250	930	0,67 x 0,74	0,390
			A ₀ /2	0,49 x 0,53	0,520	310	1190	Não detectado	0,405
			A ₀ /3	0,48 x 0,58	0,530	310	1110	0,74 x 0,72	0,360
B	Elemento caixa com malha horizontal e vertical nas laterais e com diafragma horizontal		B/1	0,48 x 0,50	0,520	1050	4380	Não detectado	0,260
			B/2	0,48 x 0,50	0,530	850	3540	0,79 x 0,76	0,280
			B/3	0,47 x 0,51	0,550	1125	4690	Não detectado	0,225
			B/4	0,47 x 0,51	0,550	1000	4170	0,78 x 0,78	0,270
C	Elemento caixa com malha vertical nas laterais e com diafragma vertical		C1	0,50 x 0,53	0,470	677	2560	0,76 x 0,86	0,230
			C2	0,50 x 0,59	0,480	1200	4070	0,80 x 0,88	0,210
			C3	0,51 x 0,60	0,50	1360	4040	Não detectado	0,230
A ₀ +A ₀	Dois elementos sobrepostos e conectados com malha horizontal nas laterais		DUPLOS	0,50 x 0,58	1,00	300	1030	Não detectado	0,685
			(A ₀ +A ₀)/1	0,50 x 0,56	1,05	285	1020	0,75 x 0,72	0,775
			(A ₀ +A ₀)/2	0,52 x 0,61	1,02	270	850	Não detectado	0,790
			(A ₀ +A ₀)/3						
B+B	Dois elementos sobrepostos e conectados com malha horizontal e vertical nas laterais e com diafragma horizontal		DUPLOS	0,50 x 0,54	1,10	450	1670	Não detectado	0,570
			(B+B)/1	0,46 x 0,51	1,09	345	1570	0,70 x 0,74	0,610
			(B+B)/2	0,48 x 0,50	1,08	400	1670	0,73 x 0,80	0,580
			(B+B)/3						

Segundo Agostini et al. (1987), uma análise comparativa dos resultados dos ensaios para gabões tipo A sugere:

- O esmagamento do gabião ocorre em etapas sucessivas, comuns a todos os tipos de ensaios. Inicialmente com um progressivo reajuste das pedras, seguido por um intenso reajuste sob carregamento reduzido quando comparado à condição de carga

última. Esta fase é caracterizada por valores abaixo de 2000kN/m^2 , com exceção do caso tipo B+B da Tabela 3.1;

- Uma segunda fase começa com as fraturas de algumas pedras, para deformações em torno de 10%. Intensificando o carregamento e consequentemente a compressão conduz a uma maior fragmentação, que se espalha por todo o núcleo central. Nesse mesmo momento o aumento de tensão na malha e nas pedras na região perimetral exercem uma ação de contenção no núcleo central, que no final do ensaio deixa as pedras fragmentadas (Figura 3.4). Coincidindo com o aumento de carga, o esmagamento e abaulamento do elemento gabião, a ruptura da malha ocorre em áreas de pressão concentrada, tanto nos pontos de contato entre o gabião e a placa de carregamento ou onde as pedras angulosas estão em contato com a malha. A ruptura isolada de um arame não afeta a função de confinamento da malha uma vez que o hexágono não seja desfeito;
- As causas de ruptura de arame são imprevisíveis e se apresentam de maneiras diferentes em vários ensaios. São visivelmente influenciadas pela disposição da malha em relação à direção da carga aplicada. A última fase do ensaio é marcada pela difusa ruptura dos arames da malha, representando sua incapacidade de confinar as pedras e, consequentemente, incapaz de suportar qualquer acréscimo de carga, caracterizando a ruptura do elemento gabião;
- A Figura 3.3 mostra uma variação quase linear nos resultados entre a pressão aplicada e deformação vertical para valores de deformação inferiores a 30%, apesar de tais resultados. Uma vez que o núcleo do elemento gabião é progressivamente fraturado e a malha exerce gradativamente sua função de confinamento, a curva sobe acentuadamente de modo a alcançar valores significativos de pressão;
- A comparação dos resultados dos ensaios A e A₀ com malha vertical e horizontal, respectivamente, demonstram que na horizontal a malha é levemente mais rígida. Isso indica que a malha posicionada na direção horizontal consegue conter as pedras mais eficientemente. No caso da malha horizontal (ensaio A₀) a ruptura dos arames ocorre com cargas menores que 1000kN/m^2 , o que corresponde a deformações inferiores a 30%. Já para as malhas verticais (ensaios A), a ruptura ocorre com cargas superiores a 3000kN/m^2 , o que corresponde a deformações de aproximadamente 50%. Essa diferença pode ser atribuída a uma menor tendência da malha horizontal em se deformar;

- Comparação dos resultados dos ensaios C (com diafragma) e os ensaios A (sem diafragma) mostra que a inclusão do diafragma vertical não apresenta efeito significativo no comportamento dos gabiões;
- Os ensaios conduzidos em gabiões duplos, apresentaram os seguintes resultados:
 - Os tipo ($A_0 + A$) apresentaram valores próximos aos do tipo A_0 .
 - Os tipo ($B + B$) apresentaram resultados similares aos do tipo B em termos de deformação 30 a 35%. Para deformações maiores que 35% não foi possível manter os gabiões no local sem se mover, sob carregamento.
 - Em geral os ensaios conduzidos em gabiões duplos não indicaram influencia apreciável no fator de escala.



Figura 3.4 - Rochas fragmentadas após o ensaio (AGOSTINI et al., 1987).

3.1.2 Ensaio de compressão com restrição lateral

Agostini et al. (1987) fazem um breve relato sobre os ensaios feitos com restrição lateral. Esses ensaios foram feitos em amostras similares às testadas no ensaio de compressão simples confinadas em lados opostos por duas placas metálicas rígidas, a fim de restringir os deslocamentos laterais. As placas foram lubrificadas para reduzir o atrito entre elas e o gabião. Esses ensaios foram conduzidos da mesma maneira que os ensaios de compressão simples e foram finalizados quando as placas se tornaram muito distorcidas ou quando as faces não confinadas tocavam as barras guia da prensa. Os resultados não diferiram substancialmente dos ensaios tipo A, mostrando também, um ajustamento inicial das pedras, ruptura interna do núcleo interno e ruptura da malha (nesse caso ocorrido apenas em dois dos três ensaios feitos e sob cargas muito elevadas). Não foi possível, mesmo com cargas elevadas, levar o gabião à ruptura.

A Figura 3.3 representa o comportamento médio das amostras testadas com e sem restrição lateral, no qual se observa maior rigidez nos ensaios com restrição.

3.1.3 Ensaio de cisalhamento puro

A Tabela 3.2 ilustra os tipos de estrutura que foram testadas, as cargas máximas aplicadas, as médias máximas das tensões de cisalhamento e as máximas deflexões obtidas. A Figura 3.5 ilustra os resultados obtidos e como os gabiões se deformaram consideravelmente durante esse ensaio, mostrando também que há uma resistência ao cisalhamento perceptível. Tal resistência é proporcionada pela malha metálica e, por conseguinte, incrementada através do aumento da resistência da própria malha ou através da introdução de diafragmas apropriados.

Segundo Agostini et al. (1987), no início dos ensaios de cisalhamento foi possível perceber uma suave acomodação das pedras, com uma significativa deformação, seguida por uma fase de enrijecimento, na qual a malha metálica foi acionada. A Tabela 3.2 mostra os valores dos módulos cisalhantes $G = \tau/(2H/l)$, onde l é o vão livre de 0,55 m entre os apoios, calculado para a carga máxima e para a carga de $P = 25\text{kN}$ que correspondem, em média, ao início da fase de enrijecimento (ver Figura 3.6).

Agostini et al. (1987) fizeram algumas interpretações sobre os resultados dos ensaios apresentados nas seções 3.1.1, 3.1.2 e 3.1.3, os quais podem ser resumidos como:

- a) Nos ensaios de compressão e cisalhamento simples foi possível observar um comportamento elástico, ou seja, levemente reversível, quando as cargas aplicadas são baixas e quando são impedidas as deformações em dois lados opostos, isto é, limitando a ocorrência de deformação para apenas um plano;
- b) Uma vez que a fase elástica tenha sido alcançada, as fraturas das rochas no núcleo do gabião começam e são acompanhadas por movimentos internos e incremento na densidade. As deformações associadas têm uma natureza irreversível e, portanto, um comportamento plástico. As curvas tensão/deformação demonstram claramente que a rigidez do elemento aumenta proporcionalmente com o incremento de carga e mesmo havendo deformações elevadas, nenhum dos ensaios chegou a uma condição de ruptura completa;
- c) A inclinação da curva tensão/deformação, tendo o ensaio de compressão simples como exemplo, tem uma correlação direta com a orientação da malha, desde que todas as outras condições, e particularmente a densidade e o tamanho das pedras, sejam os

mesmos. As amostras, quando apresentam a malha com seus hexágonos posicionados na direção horizontal, têm a deformação reduzida. Os diafragmas horizontais também têm certo efeito nesse sentido. Estes resultados confirmam que a resistência de um gabião preenchido é fornecida pela ação contentora realizada pela malha sobre as pedras.

Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios de cisalhamento simples em gabiões (AGOSTINI et al., 1987)

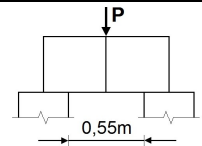
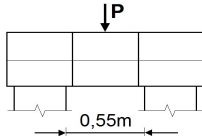
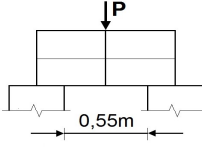
Disposição dos gabiões	Seção transversal (m)	Carga máxima P_{max} (kN)	Tensão máxima de Cisalhamento τ_{max} (kN/m ²)	Máxima deflexão H (m)	Módulo Cisalhante para $P = P_{max}$ (kN/m ²)	Módulo Cisalhante para $P = 25kN$ (kN/m ²)
1 	0,54 x 0,53	122,00	213,00	0,16	365,00	212,00
2 	0,48 x 0,55	96,00	182,00	0,21	240,00	175,00
3 	0,53 x 0,53	111,00	198,00	0,13	420,00	255,00



Figura 3.5 - Ensaio de cisalhamento simples em gabiões (AGOSTINI et al., 1987).

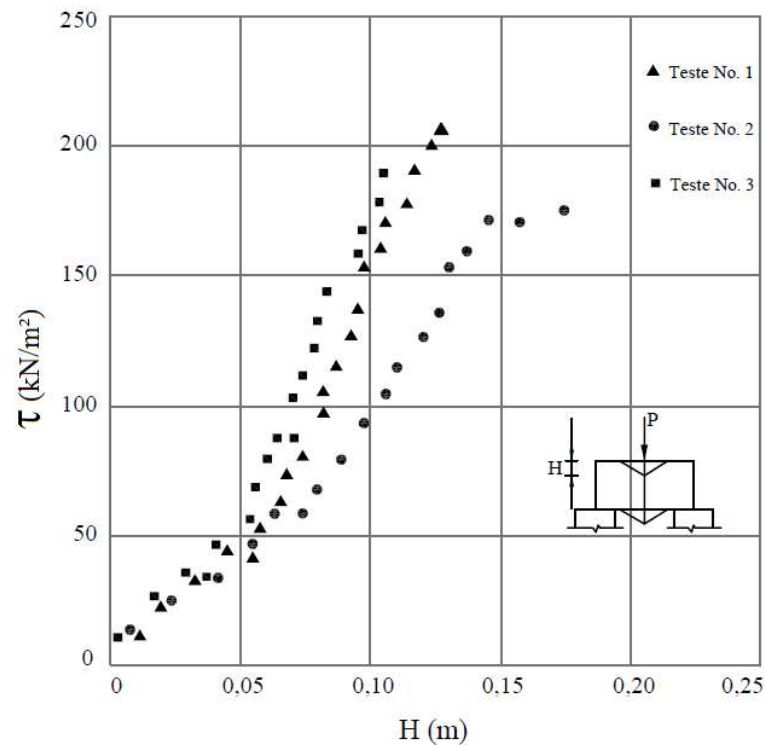


Figura 3.6 - Resultados do ensaio de cisalhamento simples em gabiões (AGOSTINI et al., 1987).

3.1.4 Ensaio em escala real

Apesar deste ensaio ter sido importante, a forma como foi realizado, não trouxe um resultado expressivo (ver Figura 3.7).

Tratou-se de um caso particular de um muro de 4,00m de altura com uma malha metálica de abertura 8x10cm e diâmetro 2,7mm, cujas leituras ao longo do período de construção e carregamento mostraram que o gabião já alcançava níveis elevados de deslocamento horizontal (máximo valor medido de 1,0 m), mesmo sem o muro haver sido carregado totalmente (Figura 3.8).

Agostini et al. (1987) comentam que o nível elevado de deslocamento pode ter ocorrido pelo fato de ter sido usada uma seção esbelta e por não ter havido um controle sistemático do carregamento, houve apenas o enchimento do reservatório flexível com água.

O fato é que muros similares construídos com a finalidade de conter o empuxo de terra não apresentam tal comportamento e por essa razão, apesar de ter sido um ensaio interessante, os resultados não foram representativos.

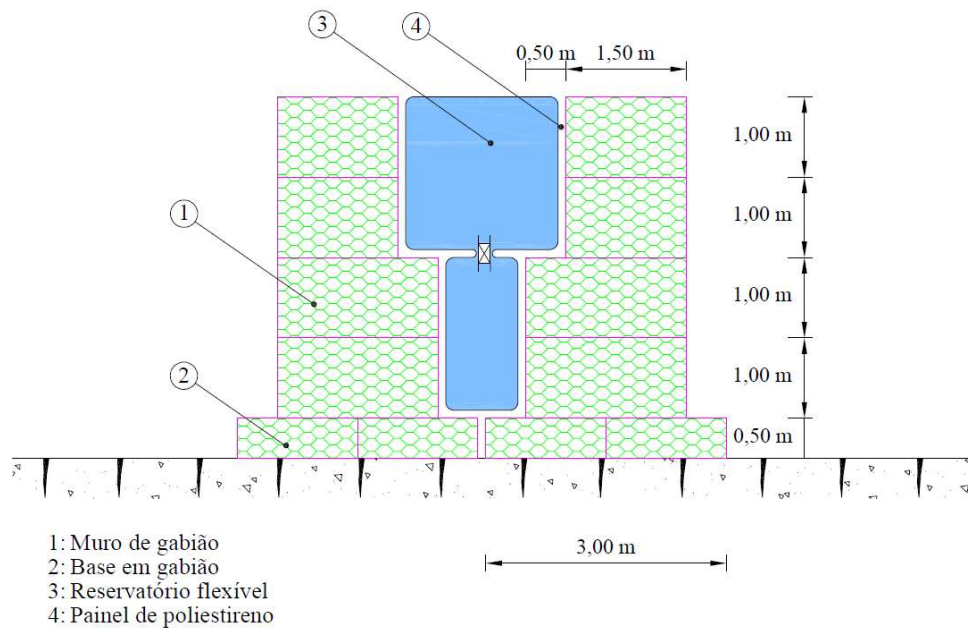


Figura 3.7 - Esquema do ensaio em um muro de gabião de 4,00m de altura (AGOSTINI et al., 1987).



Figura 3.8 - Muro de gabião após o término do ensaio (AGOSTINI et al., 1987).

3.1.5 Parâmetros de resistência adotados para os gabiões

Ainda em sua pesquisa, Agostini et al. (1987) definiram parâmetros empíricos de resistências para os elementos gabiões, a partir da sua capacidade de carga, a fim de realizar cálculos de estabilidade interna utilizando o critério de Mohr-Coulomb.

Tais valores foram definidos em função do tipo de malha metálica e em função do tipo de material de enchimento utilizados. Porém, não existem registros detalhados de como esses valores, bem como as equações que serão apresentadas, foram definidos.

Comenta-se no trabalho de Agostini et al. (1987) que as equações que definem ângulo de atrito e coesão foram classificadas por amostragem através dos ensaios descritos nas seções 3.1.1 a 3.1.4, em função da massa de arame utilizada nos ensaios e do peso específico das rochas utilizadas.

O ângulo de atrito interno empírico dos gabiões foi definido através da seguinte equação:

$$\varphi^* = 25\gamma_g - 10^\circ \quad (3.1)$$

onde φ^* é o ângulo de atrito interno do gabião, em graus; γ_g é o peso específico do gabião, em tf/m³; $\gamma_g = \gamma_p(1-\eta)$, γ_p é peso específico da rocha e η é a porosidade do prisma em gabião totalmente preenchido.

Para a coesão do gabião, foi estimado um valor em função da quantidade de aço por metro cúbico de gabião tipo caixa e também em função da altura do elemento, até então definido com altura de 0,50 m e de 1,00 m.

No entanto, esse valor de coesão, como será demonstrado posteriormente nos ensaios realizados nesta pesquisa, está muito abaixo do esperado para um elemento que suporta um nível de carregamento superior a 200 kPa. A coesão empírica estimada para os gabiões foi definida através da seguinte equação:

$$c_g = 3P_u - 5 \quad (3.2)$$

onde c_g é a coesão empírica estimada do gabião, em kN/m²; P_u é massa de malha metálica por metro cúbico de gabião, em kg/m³.

Na Tabela 3.3 os valores de $P_u(a)$ se referem aos gabiões de 0,5 m de altura e os valores de $P_u(b)$ se referem a gabiões de 1,0 m de altura.

Tabela 3.3 - Valores médios de produção do P_u em função da resistência à tração da malha metálica (AGOSTINI et al., 1987)

T_{\max}^* (kN/m)	30	34	35	40	42	43	45	47	53
$P_u(a)$ (kg/m ³)	8,5	11,2	11,0	11,0	12,3	11,8	14,3	15,2	15,0
$P_u(b)$ (kg/m ³)	5,55	7,85	7,25	8,2	8,2	8,4	10,5	10,3	10,5

* Resistência à tração máxima longitudinal da malha metálica.

Agostini et al. (1987) relatam que o valor empírico da coesão também é influenciado pela presença de diafragmas e pelas dimensões da caixa, ou seja, quanto menor a dimensão do gabião e quanto mais diafragmas tiver, maior será esse valor. Apesar dessa afirmação, não são citadas variações na equação (3.1) em função de tais mudanças no gabião.

Apesar de ser uma abordagem empírica, os resultados desses parâmetros de resistência têm sido utilizados desde então, em diversos tipos de análises, principalmente no cálculo de estabilidade interna dos muros de contenção, considerando que cada camada de muro pode sofrer deslizamento ou tombamento. É, porém, uma abordagem conservativa.

Segundo Agostini et al. (1987), a ruptura interna de uma estrutura de arrimo pode ocorrer devido a esforços internos excessivos provocados por carregamentos externos do empuxo e sobrecargas aplicadas diretamente sobre a estrutura.

Os arrimos em gabiões são formados por camadas sobrepostas de caixas de gabião, amarradas umas às outras, formando blocos conectados entre si. Sendo assim, deve-se verificar a segurança contra o deslizamento dos blocos de gabiões superiores sobre os inferiores. Esta análise é similar àquela que é feita contra o deslizamento da estrutura completa, verificando a resistência contra o deslizamento ao longo da base do muro de arrimo, nesse caso a resistência ao longo da base do bloco superior sobre o inferior.

Para cada estrato de blocos de gabiões, executa-se a análise de deslizamento considerando para o cálculo do empuxo ativo uma altura desde o topo do muro até o nível a ser analisado e considera-se a resistência, devido ao atrito e coesão empíricos entre os blocos, ao longo da base disponível neste estrato.

Agostini et al. (1988) definiram a máxima pressão admissível do gabião em função do peso específico do próprio elemento (Tabela 3.4). Os limites foram recomendados principalmente para limitar a deformação das paredes da caixa de gabião, e não por razões de resistência. Por essa razão as pressões foram consideradas admissíveis e não últimas. De fato, com tensões normais mais elevadas, as deformações se incrementam de tal forma que inviabilizam as aplicações para as quais os gabiões se destinam.

Tabela 3.4 - Tensão máxima admissível em elementos gabiões

Peso específico dos gabiões (kN/m ³)	Pressão máxima admissível (kN/m ²)
14,0	400
16,0	500
18,0	600

Por meio de uma interpolação linear, Agostini et al. (1988) sugerem a seguinte equação para calcular a tensão máxima admissível:

$$\sigma_{adm} = 50\gamma_g - 300 \quad (3.3)$$

onde γ_g é o peso específico dos gabiões, em kN/m³.

Para calcular a tensão normal máxima entre os blocos, $\sigma_{m\acute{a}x}$, admite-se que a força normal, N , distribui-se uniformemente em torno do seu ponto de aplicação até uma distância, d para cada lado deste ponto (d é a distância entre o ponto de aplicação de N e a borda da camada de gabiões). Desse modo, tem-se:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{2d} \quad (3.4)$$

e

$$\tau = \frac{Tg}{B} \quad (3.5)$$

onde $\sigma_{m\acute{a}x}$ é a tensão normal máxima entre os blocos; τ é a tensão cisalhante entre os blocos; B é a base da seção analisada; Tg é força tangente na base da seção analisada; N é a força Normal na base da seção analisada

Para a determinação da superfície de aplicação do empuxo ativo, há dois casos a se considerar. No primeiro, a geometria dos gabiões é tal que a face em contato com o maciço arrimado é plana, como se vê na Figura 3.9a. Neste caso, o plano de aplicação do empuxo ativo é claramente definido por esta face.

No outro caso, mostrado na Figura 3.9b, os gabiões estão dispostos de maneira a formar degraus na face em contato com o maciço. Neste caso é necessário estabelecer um plano fictício de aplicação do empuxo como o mostrado na mesma figura. Caso a camada de gabiões da base se estenda para dentro do maciço, como mostrado na Figura 3.9c, deve-se adotar como extremidade inferior da superfície de aplicação do empuxo um ponto situado na face inferior da base de gabiões distante de “h” da projeção da camada de gabiões imediatamente acima. A parcela da base situada além deste ponto será considerada como uma “ancoragem” do muro no maciço.

No caso da análise por camadas de gabião, tem-se o plano de aplicação do empuxo ativo definido a partir de uma altura definida desde o topo do muro até o nível a ser analisado e considera-se a resistência mobilizada em cada camada como descrito anteriormente (Figura 3.10).

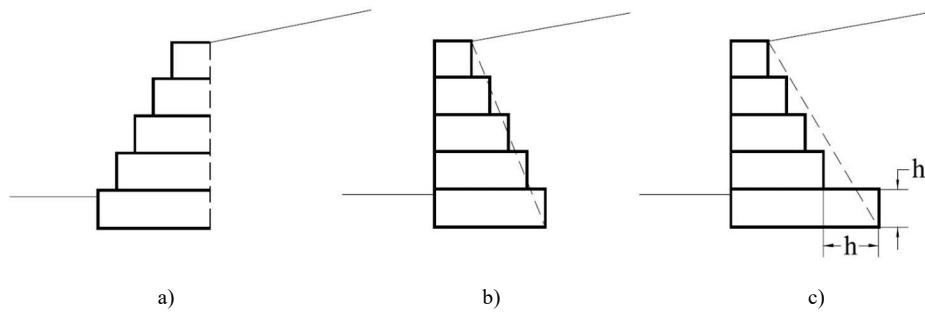


Figura 3.9 - Plano de aplicação do empuxo ativo; a) plano vertical; b) plano inclinado; c) plano inclinado restringido (BARROS, 2010).

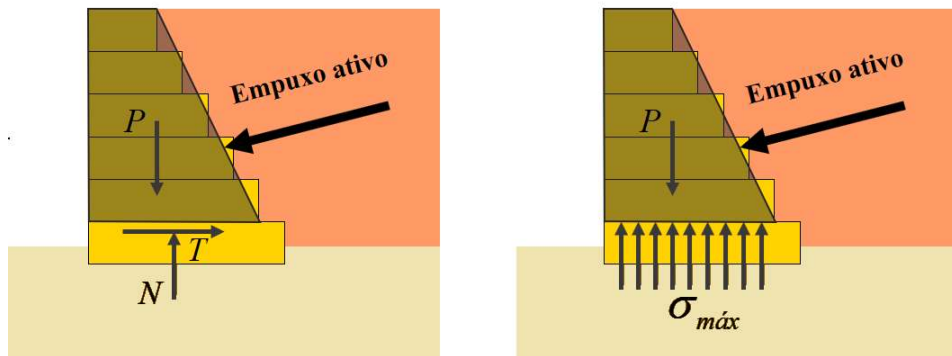


Figura 3.10 – Esforços atuantes por bloco de gabião.

3.2 Características da malha hexagonal de dupla torção

A malha ou rede hexagonal em dupla torção que compõe o invólucro dos gabiões é um elemento resistente à tração, fabricado a partir do entrelaçamento dos fios de arame de aço à dupla torção, formando hexágonos de mesma dimensão. A dimensão dos hexágonos se refere à distância entre duas torções paralelas da mesma malha, medida do interior de uma torção ao exterior da outra (Figura 3.11).

Segundo a norma ABNT NBR 10514 esta medida é determinada calculando-se a média das medições, D , retiradas sobre dez malhas consecutivas e dispostas transversalmente na textura da malha.

A malha hexagonal de dupla torção é o elemento responsável por garantir o confinamento do material de preenchimento e as condições de estabilidade impostas pelas obras de engenharia nas quais os gabiões são aplicados. Sendo assim, as propriedades mecânicas e de durabilidade da malha hexagonal metálica devem ser conhecidas e estudadas, a fim de

transmitir informações técnicas suficientes para elaboração de projetos de engenharia, como por exemplo, muros de arrimo em gabiões.

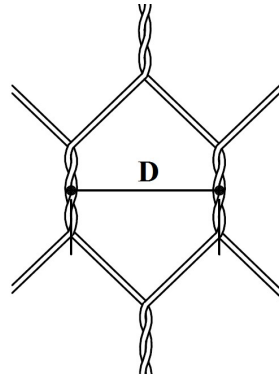


Figura 3.11 Dimensão da malha.

Começou-se nos anos 1990 uma campanha para a criação de normas que definissem as características do arame e da malha metálica dos gabiões. A Itália encabeçou um comitê de normas na Europa e o Brasil em seu próprio território, sendo posteriormente estendida para a Bolívia que adotou um padrão similar ao utilizado no Brasil.

Os procedimentos para o ensaio de tração da malha hexagonal de dupla torção seguem a orientação da norma EN 10223-3:2013 “Steel wire and wire products for fencing and netting”. Baseado nesse ensaio é possível obter o valor da tensão de tração por metro de malha na direção paralela às torções, considerada como a direção de maior resistência da malha (Figura 3.12).

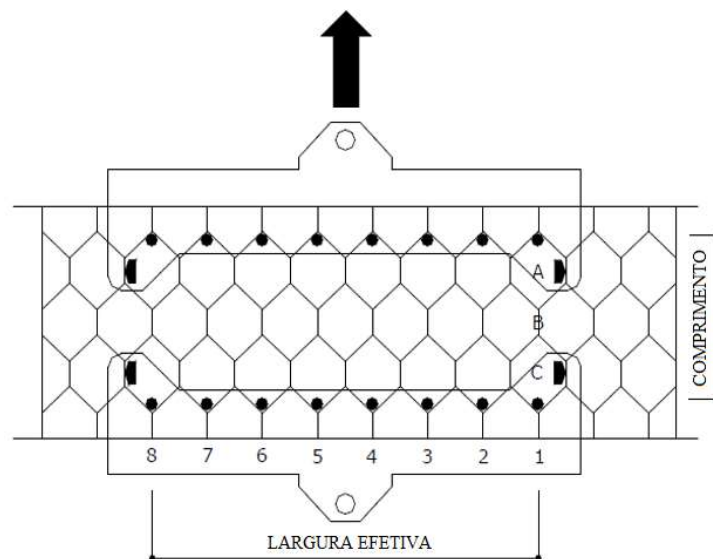


Figura 3.12 - Esquema do ensaio de tração conforme a EN 10223-3:2013.

Mesmo não sendo oficial, o ensaio de tração na direção perpendicular às torções, também pode ser realizado, valendo-se de um aparato de fixação da malha, compatível com seu formato, assim como é feito no ensaio normatizado. Os ensaios revelam que, para a direção perpendicular às torções, os valores de resistência à tração são aproximadamente a metade do valor da resistência na direção paralela as torções.

Atualmente existem várias normas que definem as propriedades mecânicas e de durabilidade das malhas metálicas dos gabiões. Entre essas as mais conhecidas e comentadas são:

- BS EN 10223-3:2013 Steel wire and wire products for fencing and netting. Hexagonal steel wire mesh products for civil engineering purposes;
- ASTM A 975-11 Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses;
- UNI 11437:2012 Rockfall Protective Measures - Tests On Meshes For Slopes Coverage;
- ISO 9224:2012 Corrosion of metals and alloys — Corrosivity of atmospheres — Guiding values for the corrosivity categories;
- ABNT - NBR 8964-13 Arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção;
- ABNT - NBR 6207:1982 - Arame de aço - Ensaio de tração
- ABNT - NBR 10514:1988 Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabiões – Especificação;
- NB 709-2014 Alambre de acero de bajo contenido de carbono, revestido, para gaviones y otros productos fabricados con malla hexagonal de doble torsión - Especificaciones (Tercera revisión);
- NB 710- 2000 Redes de acero con malla hexagonal de doble torsión para fabricación de gaviones - Especificaciones (Primera revisión);
- NB 1224001:2003 Especificaciones para gaviones tipo caja y tipo colchón, producidos con malla hexagonal de doble torsión y fabricados con alambre que cumplen con la norma NB 709 (Correspondiente a la norma ASTM A 975:1997).

Há outras normas que fazem referência a ensaios e propriedades específicas dos materiais, mas de uma maneira geral, as citadas anteriormente trazem suficiente informação para caracterizar e especificar as redes metálicas flexíveis que compõem os gabiões.

3.2.1 Propriedades dos arames usados na malha do gabião

Os arames utilizados na fabricação da malha hexagonal de dupla torção são compostos por uma liga de ferro e carbono, geralmente contendo 0,008% até 2,0% de carbono, além de outros elementos de liga, ou seja, apresentam baixo teor de carbono (BTC) e baixos teores de ligas e são comercialmente chamados de “aço doce”. É um aço dúctil, macio, facilmente dobrável e conformável em estampagem. Esses arames passam por um processo de produção que parte da matéria prima (chamada de fio máquina) e segue por fases de trefilação, zincagem/galvanização e opcional recobrimento plástico por extrusão.

A matéria-prima, fio máquina, é fornecida em rolos de 1.500 a 2.000 kg com um diâmetro nominal de 5,5 mm (+/- 3%) e apresenta composição química conforme a Tabela 3.5. A carga de ruptura média deve ser de 40 kg/mm² e o alongamento médio deve ser de 20% para uma amostra de 30 cm.

Tabela 3.5 - Composição química do fio máquina

Elemento	Teor
Carbono	0,10% máximo
Manganês	0,30 a 0,60%
Silício	0,15 a 0,30%
Fósforo	0,04% máximo
Enxofre	0,04% máximo

A elevada quantidade de silício requerida (normalmente 0,5%) caracteriza o fio máquina como Acalmado ao Silício e é necessária para obter uma boa aderência do revestimento pesado de zinco.

O fio máquina passa por um processo de decapagem mecânica que retira a carepa (óxido de ferro), em seguida é tracionado através de uma matriz em forma de canal convergente (fieira ou trefila) acarretando na redução da seção transversal e respectivo aumento no comprimento do material (Figura 3.13). Esse processo industrial é chamado de trefilação.

O arame trefilado é rebobinado em rolos de aproximadamente 1.200 kg. O diâmetro mínimo possível com as máquinas usuais de trefila é 1,8mm e o máximo 4,4mm. A trefilação produz no aço um aumento da carga de ruptura (fragilidade) de 35/40 a 50/95 kg/mm² e uma redução do alongamento (encruamento) de 4 a 7%.

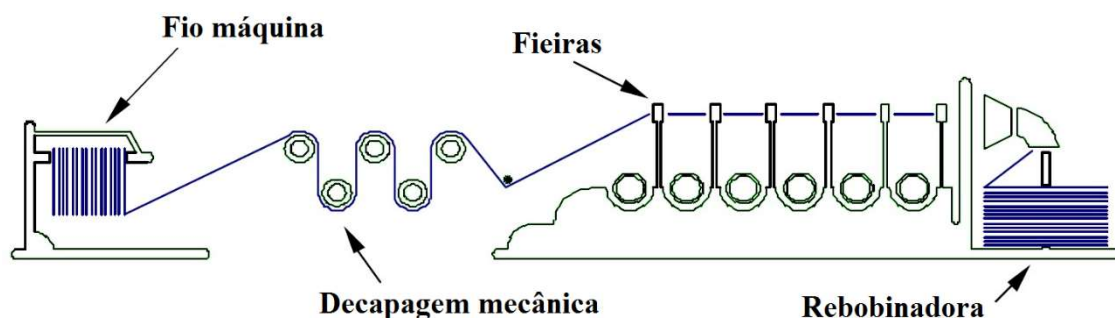


Figura 3.13 - Esquema do processo industrial de trefilação.

Após o processo de trefila é realizado o processo de zincagem/galvanização, a fim de garantir a proteção galvânica do aço. Na série eletroquímica, cada um dos metais da Tabela 3.6 é anódico com relação aos que estão abaixo e catódico com relação aos que estão acima. Isso significa que os metais do início da lista (menos nobres) são atacados mais facilmente e, estando em contato com os metais colocados mais abaixo (mais nobres), protege-os contra a corrosão.

Tabela 3.6 - Série eletroquímica dos metais

Potencial Eletrodo	-2,340	-1,670	-0,762	-0,710	-0,440	-0,402	-0,250	-0,136	-0,126	0,345	0,800	1,680
Metal	Magnésio	Alumínio	Zinco	Cromo	Ferro	Cádmio	Níquel	Estanho	Chumbo	Cobre	Prata	Ouro

Menos nobre

 Mais nobre

Uma vez produzidos, os arames têm suas propriedades físicas e químicas testadas segundo as normas vigentes no país de origem, tendo como referência as citadas no início desta seção.

Os arames utilizados na confecção da malha dos gabiões são avaliados através do ensaio de tração. Este ensaio se traduz em um gráfico que apresenta um material de comportamento dúctil quanto à sua ruptura, ou seja, pode ser alongado, flexionado ou torcido, sem que se rompa.

Esses arames são produzidos à base de uma liga de ferro e carbono denominada como aço doce. Assim são chamados devido ao seu baixo teor de carbono (BTC), em torno de 0,1%. É um aço de comportamento dúctil, macio e fácil de dobrar.

Não existe uma definição clara sobre a denominação “doce” utilizada para o aço considerado dúctil ou maleável; existe apenas um fato histórico ocorrido durante a inauguração da prensa de 2000 toneladas, em São Caetano - SP, em fevereiro de 1960, na qual houve uma solenidade comemorativa e, durante a visita à fábrica, um dos repórteres percebeu que haviam tambores com “melaço”, utilizado na preparação da areia que faz os moldes usados na fundição de peças. No dia seguinte, saíram comentários na mídia noticiando que a Villares Metals tinha vários tambores de “melaço” usados para a fabricação de aço doce (http://www.villaresmetals.nl/portuguese/files/CDestaque_16.pdf).

O arame à base de uma liga de aço BTC admite deformação plástica permanente, após a deformação elástica. A deformação plástica é acompanhada de encruamento (endurecimento por deformação plástica) e ocorre após o limite de escoamento, que é um trecho de transição entre as fases elástica e plástica (Figura 3.14).

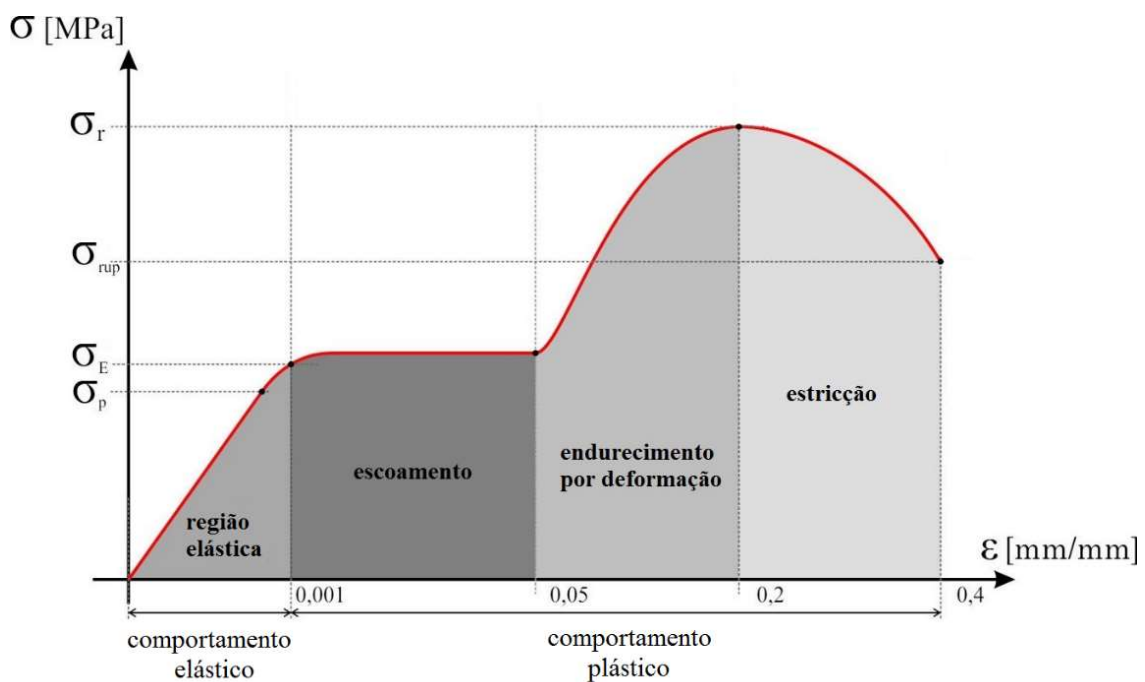


Figura 3.14 - Curva tensão/deformação típica de um material dúctil.

Como padrão de norma, define-se que o valor da resistência à tração característico para o fio de aço doce, deve estar dentro do intervalo de endurecimento por deformação (Figura 3.14). Porém, devido ao alto alongamento e a quebra das ligações interatômicas nessa fase do comportamento, a maior parte das estruturas e componentes mecânicos não são projetados em níveis de resistência antes do escoamento, ficando restritos à região das tensões elásticas,

tornando necessário conhecer o nível de tensão onde se inicia a deformação plástica, ou seja, a tensão de escoamento, σ_E .

A transição da fase elástica para a plástica ocorre de maneira gradual e o ponto de início do escoamento não se torna algumas vezes nítido. Por essa razão, convencionou-se traçar a linha reta que define a porção elástica da curva de tração, a partir de uma pré-deformação de 0,2% (Figura 3.15).

Essa mesma reta definirá o módulo de elasticidade do aço no qual se aplicam as hipóteses estabelecidas pela Lei de Hook, ou seja, define o tipo de deformação não permanente que desaparece com a retirada do esforço mecânico.

Em capítulos posteriores deste trabalho será adotado um modelo numérico que utiliza a lei constitutiva baseada nestas hipóteses elásticas.

Os procedimentos para o ensaio de tração em arames estão descritos na norma ABNT - NBR 6207:1982. Nessa norma são definidos critérios para o comprimento do corpo de prova em função do diâmetro, velocidades do ensaio em função dos limites de escoamento e resistência à tração, determinação dos limites de tração e alongamento, além das informações que devem constar em um relatório de ensaio.

A Figura 3.16 mostra uma amostra de arame sendo ensaiada em uma prensa de tração com “garra” de fixação apropriada ao corpo de prova usado.

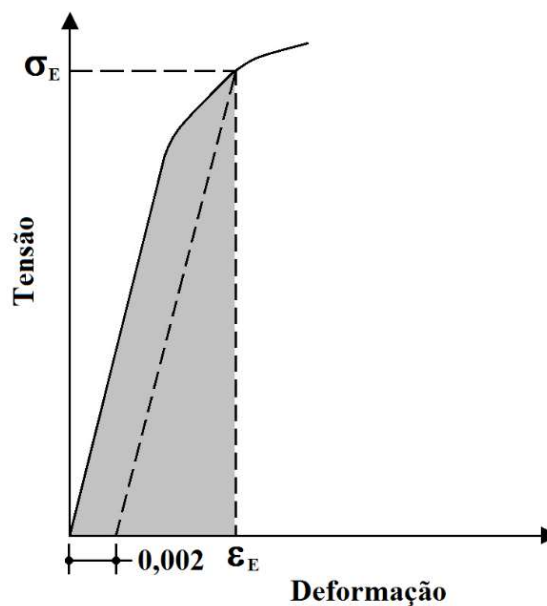


Figura 3.15 - Linha reta que define a porção elástica da curva de tração.

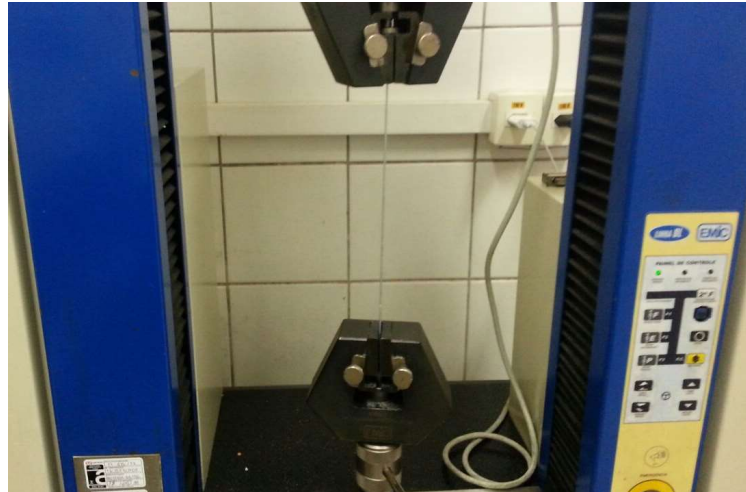


Figura 3.16 - Ensaio de tração em arame.

A norma brasileira ABNT - NBR 8964-13 diz que a resistência à tração do arame em função do diâmetro do fio de aço deve estar entre 350 MPa e 500 MPa com alongamento mínimo na ruptura de 10%. Já a norma europeia BS EN 10223-3:2013 diz que a resistência à tração deve estar entre 350 MPa e 550 MPa e o alongamento mínimo na ruptura deve ser de 8%; ambas com amostras de 250 mm de comprimento.

A Figura 3.17 apresenta uma curva obtida do ensaio de tração de um arame de aço BTC, na qual a resistência à tração atende ao critério estabelecido pela BS EN 10223-3:2013.

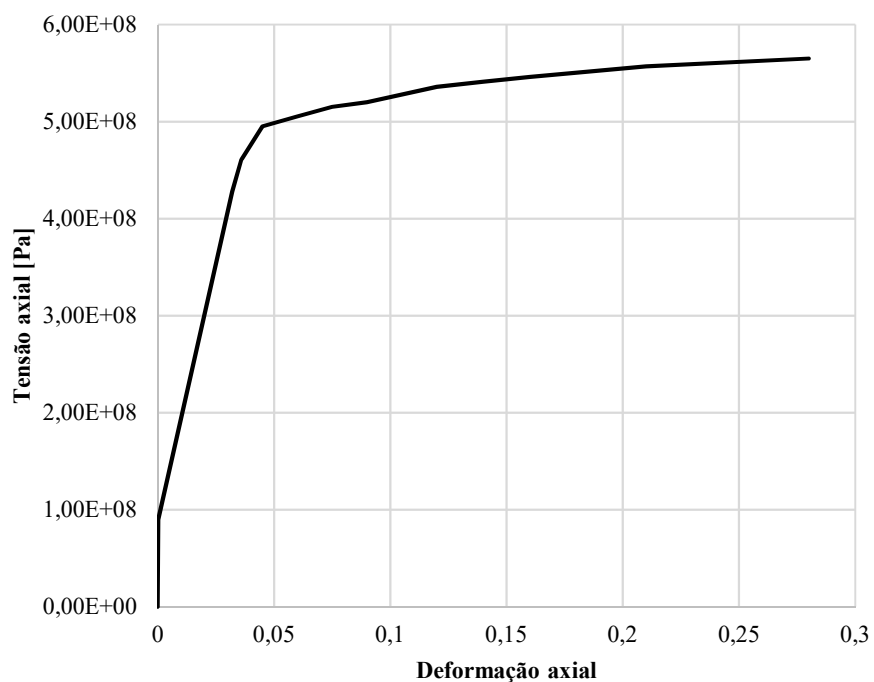


Figura 3.17 - Resultado de ensaio de tração característico em arame BTC.

3.2.2 Ensaio de tração unidirecional BS EN 10223-3:2013

O ensaio de tração unidirecional define a resistência à tração longitudinal característica da malha hexagonal de dupla torção, sendo esse um dos principais parâmetros para caracterizar esse material em diversas aplicações.

A amostra é colocada em uma máquina de tração convencional (Figura 3.18a), a partir de uma placa de conexão padronizada na qual a malha metálica é firmemente fixada, certificando-se que fique presa, em cada pino dessa placa (Figura 3.18b e 3.18c). Uma pré-carga de aproximadamente 4 kN é aplicada para ajustar a amostra, de modo que cada um dos fios de arame esteja ligeiramente esticado. Os quatro pinos laterais da placa de aço servem para prender a amostra e reduzir naturais estiramentos durante o ensaio (Figura 3.18b).

O ensaio é feito por aplicação de um deslocamento vertical, a uma velocidade de 6mm/min. O alongamento é calculado medindo-se os deslocamentos verticais, no início e no final do ensaio. O valor médio da diferença entre os deslocamentos inicial e final irá proporcionar o alongamento à ruptura.

O ensaio termina ao ocorrer a ruptura do fio e/ou quando ocorre uma queda abrupta da carga aplicada. O ensaio é considerado satisfatório quando a amostra se rompe longe dos pinos. Ruptura próxima aos pinos indica concentração de carga, devido a má colocação da malha na placa de conexão.

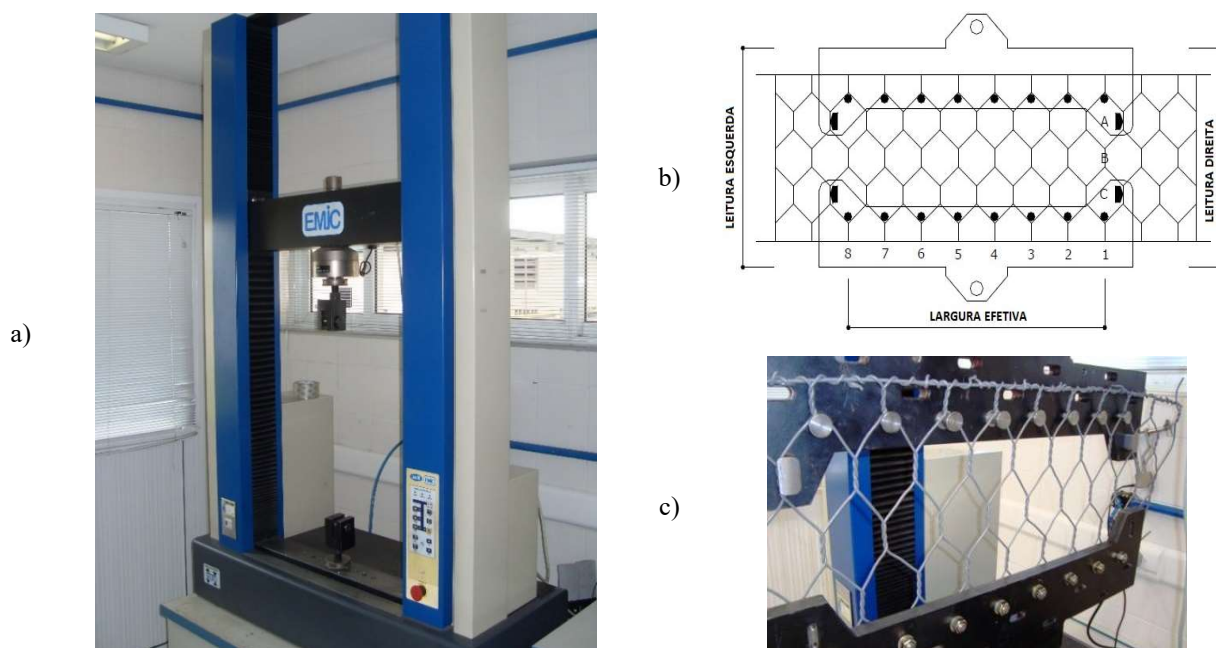


Figura 3.18 - Ensaio unidirecional de tração: a) equipamento utilizado no ensaio de tração; b) placa de conexão da malha metálica; c) malha metálica encaixada na placa de conexão.

3.2.3 Ensaio de puncionamento em segundo a ASTM A975

A amostra de malha hexagonal de dupla torção deve ser presa uma estrutura de aço com dimensões nominais de 1,0 m x 1,0 m (Figura 3.19a e 3.19b). O efeito de puncionamento é obtido através de um disco de madeira com 350mm de diâmetro colocado entre o macaco hidráulico e a amostra de tela. A carga é aplicada perpendicularmente no centro do plano da amostra fixada a uma velocidade de constante de 10 mm/min. O ensaio termina quando se observa a falha do primeiro arame próximo à área de contato entre o disco de madeira e a malha metálica (Figura 3.19c).

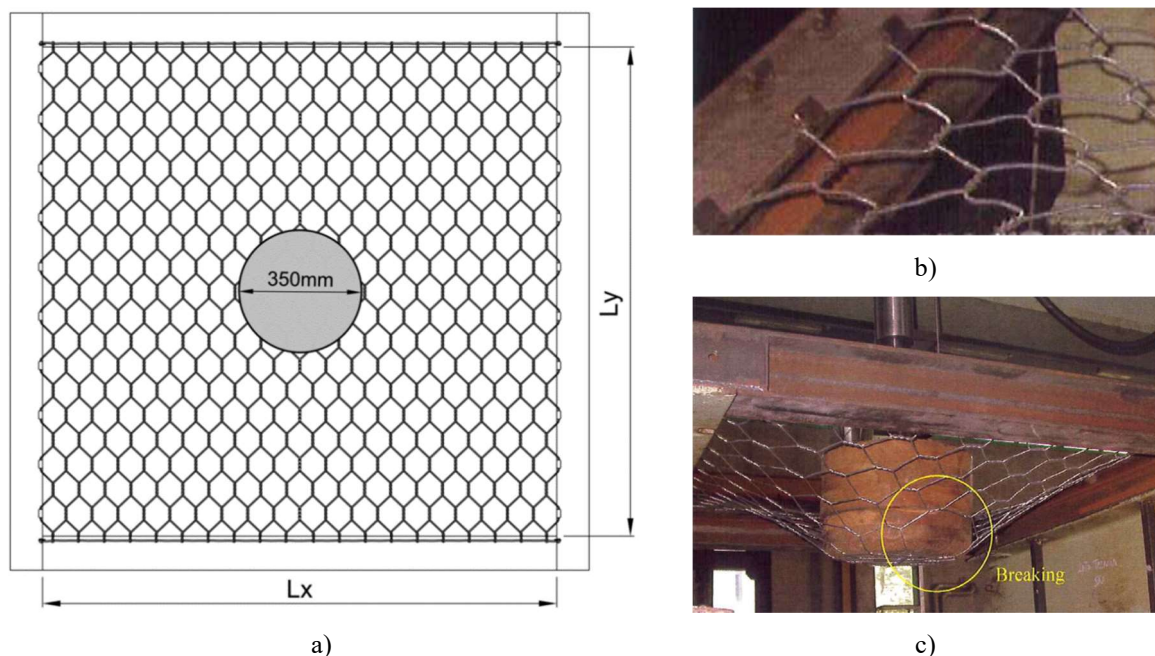


Figura 3.19 - Ensaio de puncionamento segundo ASTM A975: a) detalhe da amostra colocada na estrutura de aço, $L_x = L_y = 1,00\text{m}$; b) fixação da malha para o ensaio; c) amostra no momento da ruptura.

3.2.4 Ensaio de puncionamento segundo a UNI 11437

Este ensaio consiste em carregar uma amostra de malha perpendicularmente ao seu plano por meio de um dispositivo de repartição de cargas com forma de calota esférica. Esse dispositivo deve agir no ponto central do painel a uma velocidade de deslocamento máxima de 10mm/s.

O dispositivo deve ser de aço e com superfície lisa, possuir raio de curvatura de 1200mm, projeção sobre o plano da amostra de malha de 1000mm e raio nas extremidades de 50mm (Figura 3.20).

A amostra de malha possui forma quadrada com dimensões de $3,0 \text{ m} \pm 20 \%$, e é conectada a uma distância menor do que 15% do seu comprimento lateral em uma estrutura rígida quadrada, que é capaz de suportar as forças durante o ensaio, sem quaisquer deformações significativas.

O sistema de fixação da amostra de malha na estrutura, que restringe o movimento apenas no plano da amostra, está localizado em cada malha do perímetro e pode ser realizado através de grampos, arames ou cabos de aço.

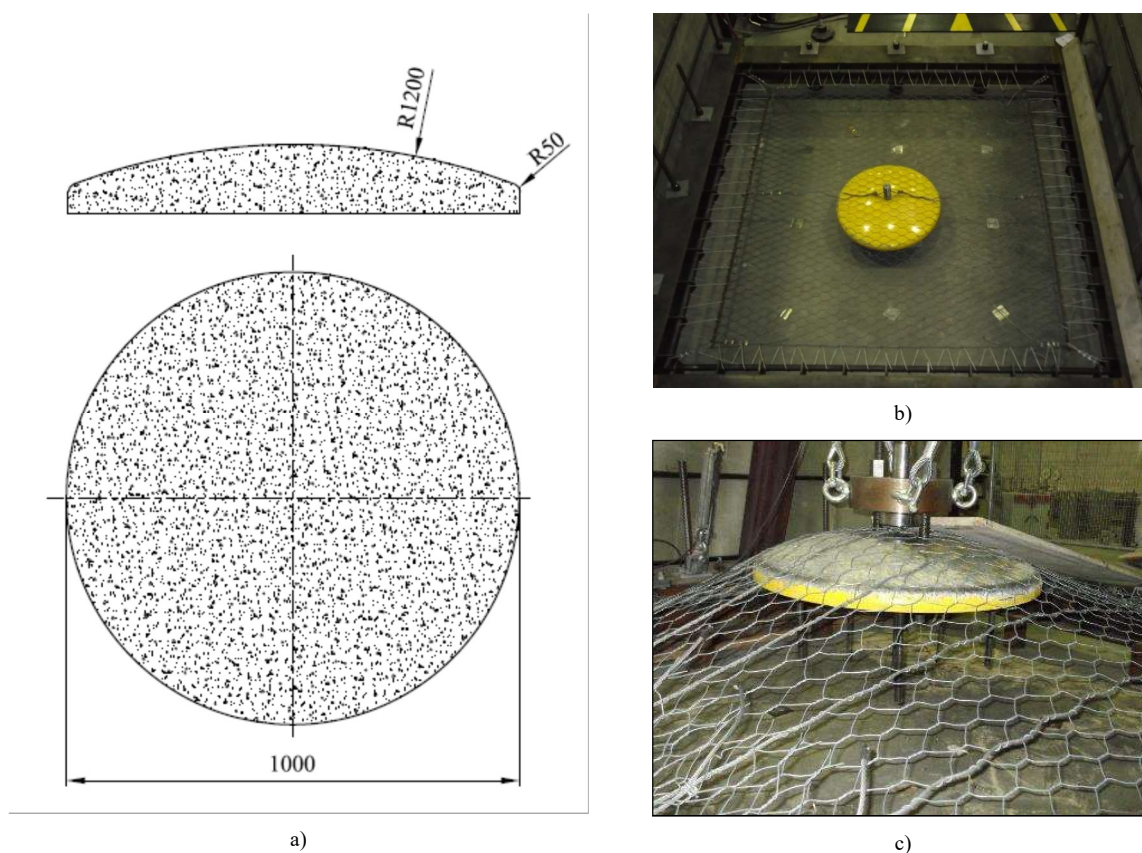


Figura 3.20 - Ensaio de puncionamento segundo UNI 11437: a) dispositivo de repartição de cargas com forma de calota esférica (UNI 11437/2012); b) fixação da malha para o ensaio; c) fase de carregamento durante o ensaio de puncionamento.

O critério de término do ensaio é a ruptura da amostra ou o alcance da máxima carga aplicável. A ruptura é definida quando a malha não é mais capaz de suportar o aumento da aplicação da força. Estas medições permitem obter a força máxima atingida na ruptura da malha, a deformação máxima relativa, medida no centro da amostra, e os diagramas de carga-deformação.

3.2.5 Resistência ao desgaste e à corrosão do arame

Os arames utilizados na confecção das malhas metálicas dos gabiões recebem um revestimento galvânico para protegê-lo contra a corrosão e também um recobrimento plástico para evitar que o desgaste por abrasão danifique o revestimento anticorrosivo. A norma BS EN 10223-3:2013 prevê que a malha metálica dos gabiões, estando sujeita a diversos ambientes, pode estar submetida a diferentes níveis de agressividade e, portanto, define classes de ambientes de acordo com esses níveis. A Tabela 3.7 descreve as classes estabelecidas segundo a norma BS EN 10224-2 e os tipos de revestimentos adequados em função dos ambientes aos quais a malha metálica está submetida.

Tabela 3.7 - Descrição do ambiente de instalação e requerimentos do revestimento do arame (adaptado da BS EN 10223-3)

Tipo do ambiente	Recobrimento plástico	Revestimento	Classe	Vida útil do produto (anos)
C2	-	Zinco	A	25
	-	Zn95%/Al5%	A	>50
	-	Zn90%Al10%	A	>120
C3	-	Zinco	A	10
	-	Zn95%/Al5%	A	25
	-	Zn90%Al10%	A	>50
	PVC	Zn95%/Al5%	A	>120
	PA6		E	
	PVC	Zn90%Al10%	A	>120
	PA6		E	
C4	-	Zn95%/Al5%	A	10
	-	Zn90%Al10%	A	25
	PVC	Zn95%/Al5%	A	120
	PA6		E	
	PVC	Zn90%Al10%	A	>120
	PA6		E	
C5	PVC	Zn95%/Al5%	A	120
	PA6		E	
	PVC	Zn90%Al10%	A	>120
	PA6		E	
CX	PVC	Zn90%Al10%	A	>120
	PA6		E	

As classes apresentadas na Tabela 3.7, segundo a norma BS EN 10223-3:2013, são definidas como:

- C2 – Agressividade baixa. Condições secas. Zona temperada, ambiente atmosférico com baixa poluição, por exemplo, áreas rurais, pequenas cidades (mais de 100 m acima do nível do mar). Zona seca ou fria, ambiente atmosférico com pouca umidade, por exemplo, desertos, áreas sub-árticas;
- C3 – Agressividade média. Condições secas. Zona temperada, ambiente atmosférico com poluição média ou algum efeito de cloretos, por exemplo, áreas urbanas, áreas costeiras com baixa deposição de cloretos. Zona subtropical e tropical, atmosfera com baixa poluição;
- C4 – Agressividade alta. Condições molhadas. Zona temperada, ambiente atmosférico com alta poluição ou efeito substancial de cloretos, por exemplo, áreas urbanas poluídas, áreas industriais, áreas costeiras, sem pulverização de água salgada, exposição ao forte efeito de sais de degelo. Zona subtropical e tropical, atmosfera com áreas industriais de poluição média, áreas costeiras, casas expostas no litoral;
- C5 – Agressividade muito alta. Condições molhadas. Zona temperada e subtropical, ambiente atmosférico com poluição muito alta e/ou efeito importante de cloretos, por exemplo, áreas industriais, áreas costeiras, casas no litoral. Zona subtropical e tropical (alta umidade), ambiente atmosférico com alto nível de poluição SO₂ (Superior a 250 µg/m³), incluindo acompanhamento e produção e / ou efeito forte de cloretos, por exemplo áreas industriais extremas, áreas costeiras e *off-shore*, ocasionalmente contato com spray de sal;
- CX – Extremamente agressivo. Zona subtropical e tropical (alta umidade), ambiente atmosférico nível alto de poluição por SO₂ (superior a 250 µg/m³) incluindo acompanhamento e produção e/ou efeito forte de cloretos, por exemplo, áreas industriais, áreas costeiras e *off shore*, ocasionalmente contato com pulverização do sal marinho.

3.3. Instruções de montagem dos gabiões tipo caixa

Para que a funcionalidade e as propriedades mecânicas dos gabiões sejam garantidas, devem ser seguidas instruções de montagem detalhadas e os materiais utilizados no preenchimento das gaiolas também devem ser criteriosamente selecionados.

Neste capítulo serão descritas as etapas de instalação do gabião tipo caixa, uma vez que este é o indicado para aplicações em obras de contenção e foi também o tipo usado nesta pesquisa.

Ainda assim, como comentado no Capítulo 2, existem outros tipos de gabiões utilizados em função de suas aplicações, cujas operações de amarração e preenchimento são muito similares às aquelas que serão descritas posteriormente.

3.3.1 Operações preliminares

Os gabiões tipo caixa (denominados neste capítulo como gabiões) são fornecidos dobrados e agrupados em fardos para facilitar o transporte, manuseio e acondicionamento (Figura 3.21). O arame necessário para as operações de montagem e união dos gabiões, pode ser enviado dentro do mesmo fardo ou separadamente.

O fardo deve ser armazenado, sempre que possível, em um lugar próximo ao escolhido para a montagem, facilitando assim o manuseio das peças individuais que constam no fardo. Recomenda-se que, no campo, o lugar onde serão montados os gabiões seja plano, com inclinação máxima de 5% e com dimensões mínimas de 16 m².



Figura 3.21 - Fardo de gabião.

O gabião é constituído por um painel único que forma a face superior, anterior, inferior e posterior da caixa. A este painel são fixados dois outros menores que, uma vez levantados, constituirão as faces laterais. No caso de gabiões com comprimentos maiores que um metro, haverá outros painéis que serão unidos ao painel maior com uma espiral para formar os diafragmas centrais. Todos os painéis apresentam as mesmas características mecânicas, a menos que haja uma especificação prévia em projeto.

3.3.2 Montagem ou armação das gaiolas

O gabião é retirado do fardo e transportado, ainda dobrado, ao lugar preparado para a montagem, onde então será desdobrado. A face frontal e a tampa são dobradas e levantadas na posição vertical, assim como a face posterior (Figura 3.22). Para manusear os painéis e os arames é recomendada a utilização de alguns equipamentos simples como alicates, torquesas, além de luvas, etc., para garantir segurança e agilidade para o instalador (Figura 3.23).

As faces laterais são dobradas perpendicularmente até formar um tipo de paralelepípedo aberto. As pontas das arestas de contato são amarradas usando arames mais grossos que se sobressaem aos cantos dos painéis (Figura 3.22b).

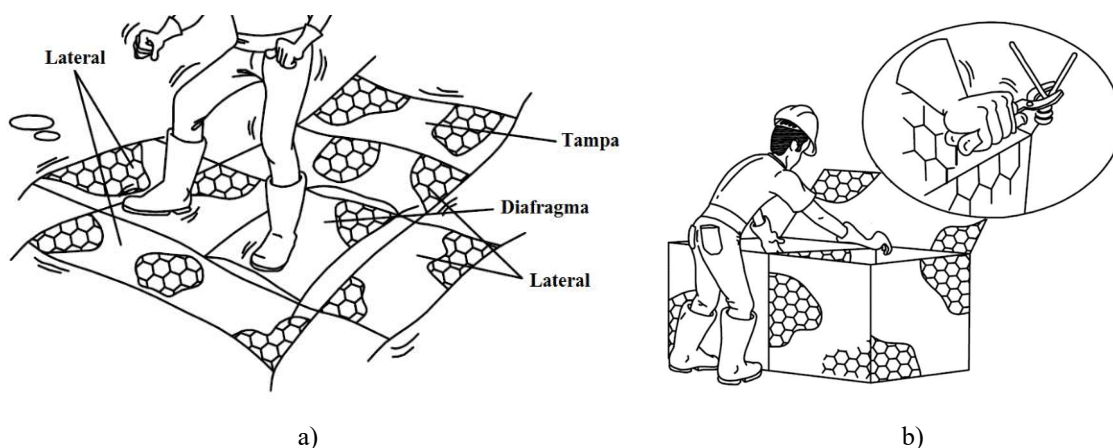


Figura 3.22 - Montagem do gabião tipo caixa; a) abrindo e desdobrando o gabião; b) levantando as arestas para amarração.

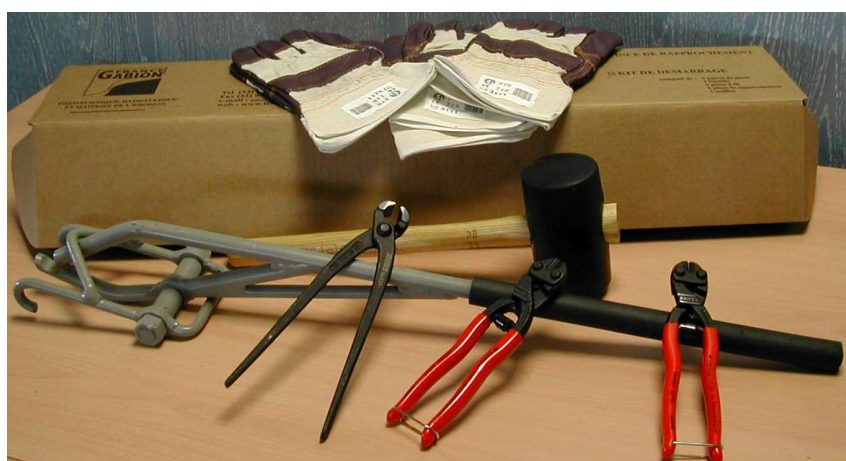


Figura 3.23 - Alguns dos equipamentos utilizados na instalação e manuseio dos gabiões.

Cada gabião é fornecido com uma quantidade de arame de amarração, com 2,20 mm de diâmetro, proporcional ao peso da peça, o qual é utilizado para amarrar as arestas

verticais que estão em contato. A amarração se dá realizando duas meias voltas e uma volta com o arame ao longo de toda a aresta (Figura 3.24a). Da mesma forma são amarrados os diafragmas separadores (quando houver), dividindo o gabião em células de 1,00 m de largura. Para cada aresta de 1,00 m de comprimento, são necessários aproximadamente 1,40 m de arame. A tampa deve ser deixada dobrada sem ser amarrada, aguardando o material de preenchimento.

Para conseguir maior produtividade na instalação podem ser utilizados anéis de fixação no lugar do arame de amarração. Os anéis são colocados a partir das extremidades superior e inferior das arestas dos painéis em contato e dos diafragmas internos com um espaçamento máximo de 200 mm ao longo de todas as arestas que estiverem em contato (Figura 3.24b). A colocação desses anéis é feita através de uma ferramenta mecânica ou pneumática que os fixa individualmente (Figura 3.25).

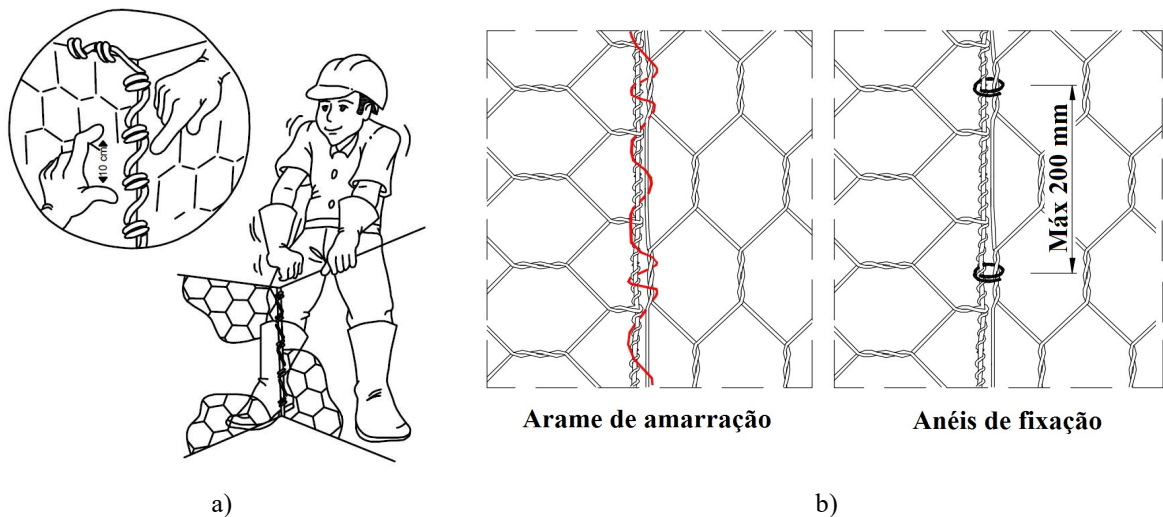


Figura 3.24 - Amarração das arestas laterais.



Figura 3.25 - Ferramenta pneumática – *spx* para instalação dos anéis de fixação.

3.3.3 Transporte

O elemento, já montado, é transportado até o lugar definido no projeto e posicionado apropriadamente. As tampas devem ser dobradas em direção a face externa e colocadas de tal maneira que o enchimento seja facilitado. O plano de apoio deve ser previamente preparado e nivelado. Deve ser assegurado que as características de resistência do terreno sejam aquelas consideradas no projeto. Caso contrário, deve ser substituída a camada superior do terreno por material adequado às condições de carregamento.

3.3.4 Instalação

Os elementos são amarrados, ainda vazios, uns aos outros ao longo de todas as arestas em contato (exceto as tampas), formando a primeira camada (ao unir elementos já preenchidos, não se pode garantir a perfeita união das faces de contato).

Para garantir o bom acabamento da parte frontal do paramento externo, deve ser colocado, externamente, um gabarito. O gabarito pode ser formado por três tábuas de madeira de aproximadamente 2-3 cm de espessura, 4-5 m de comprimento e 0,20 m de largura, mantidas paralelas a uma distância de 0,20 m uma da outra por tábuas menores, formando uma grelha de aproximadamente 2 m x 4/5 m.

O gabarito deve ser unido firmemente ao paramento externo em alguns pontos, usando o mesmo arame de amarração, para poder assim, ser reutilizado toda vez que for necessário. É conveniente, para assegurar a verticalidade ou a inclinação prevista no projeto, colocar pontaletes de madeira que apoiem o gabarito no solo.

3.3.5 Material de Preenchimento

O material ideal para o preenchimento de gabiões deve ser composto por partículas com diversos tamanhos e grau de angularidade que lhes permitam agrupamento e interligação. Deve ser resistente, durável, ou seja, de mineralogia adequada, livre de poeira adesiva ou de material que o deteriore, além de incluir poucas partículas planas ou alongadas.

Como os gabiões dependem do intertravamento dado pelo contato entre os materiais que o preenchem para distribuir as cargas de serviço, a qualidade destes materiais e o modo como interagem é muito importante. O contato ponto a ponto das superfícies dos elementos do

material de preenchimento deve ser mantido e qualquer coisa que afete essa interação pode causar problemas no comportamento do gabião (Figura 3.26).



Figura 3.26 - Contato ponto a ponto causando transferência de carga nesses pontos.

No preenchimento dos gabiões normalmente são usadas pedras limpas, compactas, não friáveis e não solúveis em água, para que tais elementos sejam capazes de garantir a resistência requerida nas obras as quais se destinam. As dimensões destas pedras deverão ser limitadas entre uma a duas vezes e meia a distância entre os trechos de torção da malha. Dimensões fora desses limites podem ser permitidas, desde que seja justificado e especificado em projeto.

Os elementos de preenchimento (as pedras) devem ser colocados apropriadamente para reduzir ao máximo a porosidade do gabião, conforme previsto no projeto (aproximadamente 40%), até alcançar aproximadamente 0,30 m de altura, no caso de gabiões de altura 1,00 m ou 0,25 m para os de altura 0,50m.

Devem ser colocados arames adicionais, ditos tirantes, dispostos horizontalmente, que conectem faces opostas do gabião. Ao todo são recomendados quatro tirantes por cada metro cúbico (uma linha de tirantes a cada terço da altura como mostra a Figura 3.27). Cada tirante deve ser amarrado a duas torções da face frontal (aproveitando o espaço existente entre as tábuas do gabarito) e a duas da face posterior do elemento (Figura 3.28). Deve ser tomado o cuidado para que a diferença entre o nível das pedras de duas células vizinhas não ultrapasse 0,30 m, para evitar a deformação do diafragma ou das faces laterais e, conseqüentemente, facilitar o preenchimento e posterior fechamento da tampa.

Por fim, completa-se o preenchimento do elemento frontal até alcançar uma altura superior à do elemento, em aproximadamente uma polegada. Exceder esta altura pode dificultar o fechamento dos gabiões. A tampa, que havia ficado dobrada, é então desdobrada e puxada sobre a caixa com a finalidade de fechar superiormente o gabião, sendo amarrada ao longo de todas as bordas nas arestas superiores das faces verticais.

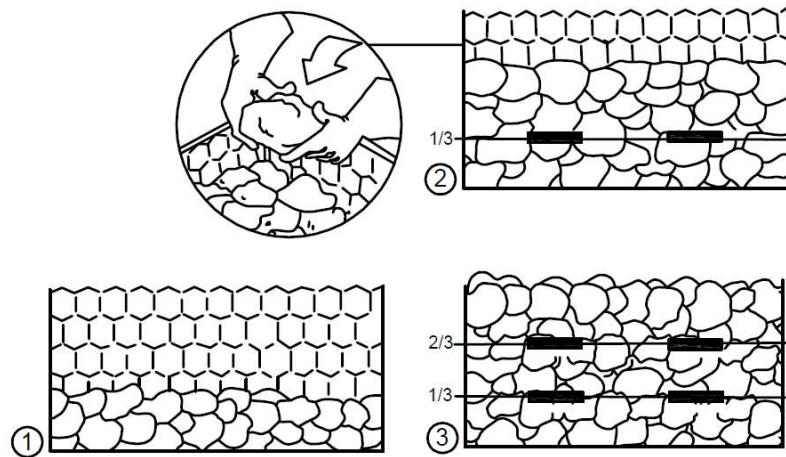


Figura 3.27 - Colocação dos tirantes a cada terço da altura acompanhando o processo de enchimento da caixa.

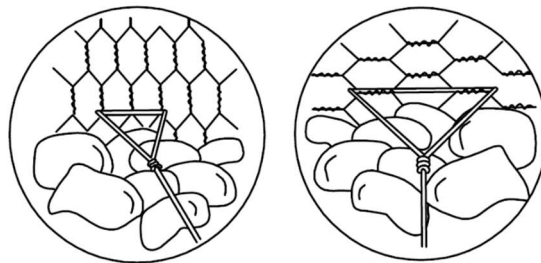


Figura 3.28 - Tirante amarrados na face do painel.

3.3.6 Colocação de manta geotêxtil (se especificada)

Como normalmente os gabiões são usados em contato com o solo e devido a sua porosidade, recomenda-se o uso de um filtro geotêxtil na superfície de contato solo/gabião, para que não haja migração de finos para dentro dos vazios do gabião, ocasionando perda de resistência do solo compactado e erosão interna do aterro.

A escolha do tipo de geotêxtil deve respeitar os critérios utilizados em projeto. Normalmente critérios de retenção e permeabilidade são utilizados para compatibilizar as características de filtração do geotêxtil com o tipo de solo que estará em contato, evitando assim potenciais problemas de colmatção. Aproveitando as sobras do arame de amarração, o geotêxtil pode ser fixado, com dois pontos a cada metro, na aresta superior e posterior do gabião, ajustando-se ao paramento interno.

Para manter a continuidade do filtro, quando um rolo de geotêxtil chegar ao fim, deve ser previsto uma sobra mínima de 0,30 m, no final de cada pano novo a ser adicionado. Esta sobra pode ser fixada com pontos de arame.

3.3.7 Fechamento

Uma vez completado o preenchimento do invólucro de gabião, a tampa é desdobrada e estendida sobre o mesmo. Como o material de preenchimento deve ultrapassar em aproximadamente 5,0 cm das bordas superiores da caixa de gabião, a tampa deve ser tensionada em direção as bordas, garantindo assim que a mesma esteja bem esticada. Em seguida a tampa é amarrada pelas bordas da aresta superior da parede frontal e ao longo das bordas das outras paredes. A amarração deve, quando possível, unir também a borda em contato com gabiões contíguos. As bordas superiores dos diafragmas também devem ser amarradas à tampa. Deve-se também certificar que os painéis laterais se encontram na vertical e que o nível de deformação seja mínimo (deflexão máxima de 3,0 cm), ou seja, o gabião caixa deve se assemelhar a um paralelepípedo ou um prisma de arestas de contato em 90 graus.

3.3.8 Aterro compactado

Uma vez que os gabiões são comumente usados como arrimo, as recomendações a seguir dizem respeito às estruturas de contenção. Porém, essas recomendações devem ser respeitadas para a grande maioria das aplicações nas quais os gabiões se habilitam.

O material a ser utilizado para o aterro que compõe o terrapleno deve seguir as orientações de projeto, atentando para o fato de que a compactação deve ser realizada em camadas de 0,20-0,25 m, a fim de uniformizar a transferência de energia e homogeneizar o maciço compactado. Para isso, devem ser usados compactadores manuais (tipo sapo) na faixa de 1,00 m, calculada a partir da face posterior do elemento gabião e compactadores mecânicos de maior energia para o restante do terrapleno.

Alcançada a altura da camada, é retomada a instalação dos gabiões segundo os itens anteriores, repetindo as operações acima indicadas até completar a altura total da estrutura de contenção prevista no projeto, podendo ser reaproveitado o gabarito anteriormente utilizado.

Os gabiões das novas camadas devem ser amarrados aos inferiores já instalados, assegurando a união resistente entre os gabiões. As bordas deverão estar em contato de tal maneira que baixos esforços de tração não causem movimentos relativos entre cada unidade de gabião.

4. Método dos elementos Discretos (MED)

Os gabiões são elementos particulados compostos por pequenos blocos individuais que interagem entre si ao serem submetidos a carregamentos externos ou pela própria inércia causada pelo contato entre os blocos. Cada bloco, no interior de um gabião, constitui uma partícula que interage de maneira aleatória, ou seja, a forma de contato entre eles pode diferir durante o preenchimento de uma caixa de gabião, durante os diferentes níveis de carregamento ou durante a variação de um carregamento externo. Portanto, não existe uma lei que discretize o elemento gabião como um todo. Porém, é possível discretizá-lo por elementos particulados, simplificando a maneira como cada bloco interage, baseados em leis constitutivas que definem o contato entre os corpos, como por exemplo, as leis de Newton, na qual o movimento entre partículas pode ser estabelecido.

Tendo em vista esse comportamento, buscou-se trabalhar com um método numérico capaz de simular o gabião de maneira apropriada. O MED é um método numérico computacional que trata sistemas não-contínuos, capaz de simular a movimentação e a interação entre um grande número simultâneo de partículas, ou seja, apresentando características que permitem simular numericamente o gabião.

Este capítulo aborda uma revisão bibliográfica sobre os mais importantes estudos que foram feitos utilizando o MED, fazendo correspondência aos gabiões. No Capítulo 6 serão abordados os detalhes desta pesquisa com o uso do MED aplicados aos gabiões e a calibração dos valores numéricos baseados nos ensaios apresentados no Capítulo 5.

4.1 Apresentação do MED

O método de elementos discretos foi proposto por Cundall (1971). A finalidade e objetivos do mesmo era definir o comportamento mecânico de um corpo ou meio a partir de uma discretização em um conjunto de partículas, ou elementos discretos, que compõem a totalidade do meio. De acordo com as hipóteses elaboradas por Cundall (1971), as partículas que compõem o conjunto são consideradas como corpos rígidos e, portanto, a deformabilidade das mesmas é nula. A deformação de todo o conjunto é produzida nos espaços entre as partículas

e são reduzidas ou ampliadas quando se submete o corpo a alguma ação mecânica. Para a caracterização do meio, deve-se fornecer aos elementos discretos que o compreendem, uma série de propriedades geométricas e mecânicas. Em sua formulação inicial, Cundall (1971) definiu os elementos como prismas, que interagiam uns com os outros. Em seguida, fez uma formulação em duas dimensões para os elementos discretos em forma de discos.

As propriedades mecânicas do meio são definidas pela interação de contato entre os diferentes elementos discretos que o conformam. Essa interação é definida principalmente a partir da rigidez normal e rigidez transversal, as quais relacionam as forças que se produzem entre partículas com os deslocamentos existentes entre elas. Também se define um modelo viscoso, onde além das rigidezes mencionadas, agrega-se uma viscosidade ao modelo, tanto no sentido normal quanto transversal, permitindo modelar meios visco elásticos de forma análoga aos elásticos.

O método dos elementos discretos (MED) é um método numérico capaz de estudar o comportamento dos meios definidos geometricamente por partículas, tais como são os meios granulares. Sua aplicabilidade abrange qualquer geometria de partículas ou elementos. Sua aparição inicial se deve a solução de problemas em mecânica das rochas (Cundall, 1971).

Segundo Mellado (2005), o método dos elementos discretos simula o comportamento mecânico de um meio constituído por um conjunto de partículas que interagem umas com as outras através dos seus pontos de contato. A disposição das partículas no interior de um conjunto é aleatória, de modo a existir partículas distribuídas com diferentes tamanhos, idealizando assim, a natureza granular dos meios que são analisados. A definição da formulação do MED é baseada principalmente em dois conceitos fundamentais da mecânica clássica:

- Força/deslocamento, que se relaciona por meio da rigidez;
- Segunda lei de Newton que relaciona força com aceleração.

Após a definição proposta por Cundall (1971), Serrano et al. (1973) e Rodríguez-Ortiz (1974) desenvolveram um modelo onde as forças de contato e deslocamentos produzidos entre as partículas eram calculadas por condições de equilíbrio, assumindo incrementos de forças de contato que eram determinadas por incrementos de deslocamento, a partir dos centros das partículas.

Entre os diferentes pesquisadores que trabalharam com elementos discretos na solução de problemas de engenharia, é possível destacar Drescher e Strack, que realizaram vários experimentos numéricos juntamente com Cundall, a partir da teoria que formula o MED (Cundall et al., 1979 e Cundall et al., 1982).

Segundo Lima (2014), um dos atrativos do método é a visualização virtual dos movimentos das partículas dentro do sistema que está sendo estudado. Atualmente o MED é usado na avaliação de problemas de engenharia envolvendo materiais granulados, principalmente em problemas que envolve fluxo de partículas, tendo assim aplicação em várias áreas como, por exemplo, no campo da geofísica/sismologia, fratura de rochas, mecânica de solos e mineração (Mesquita et al., 2012).

No método dos elementos discretos os modelos são baseados em diversas leis constitutivas que atuam no contato entre os corpos. O modelo de contato mais simples é aquele que admite leis de contato lineares para força normal e cisalhante, além de coeficientes constantes para rigidez, ângulo de atrito e atrito de rolamento.

Bertrand (2006), utilizou a interação remota entre partículas para definir a configuração da rede em malha hexagonal de dupla torção, na qual o movimento das partículas é calculado através da segunda Lei de Newton (Figura 4.1).

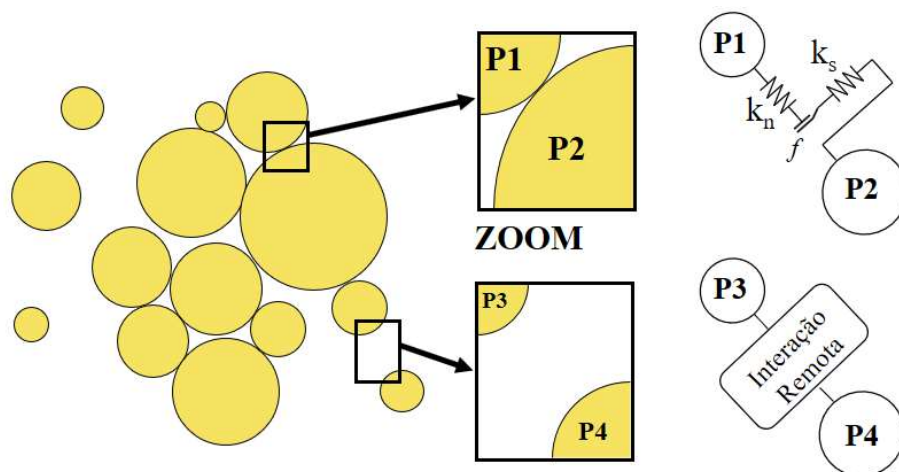


Figura 4.1 - Modelo de interação (BERTRAND, 2006).

A proposta de Bertrand (2006) era avaliar o comportamento da malha hexagonal de dupla torção como elemento de confinamento de um material particulado rochoso, simulando um elemento gabião.

Desse modo, Bertrand (2006) discretizou a malha hexagonal em elementos particulados e estudou o comportamento de interação da própria malha, simulando as características de tração dos arames que a compõem (Figura 4.2). Além disso, discretizou também o material rochoso dos gabiões e estudou sua interação com a malha metálica.

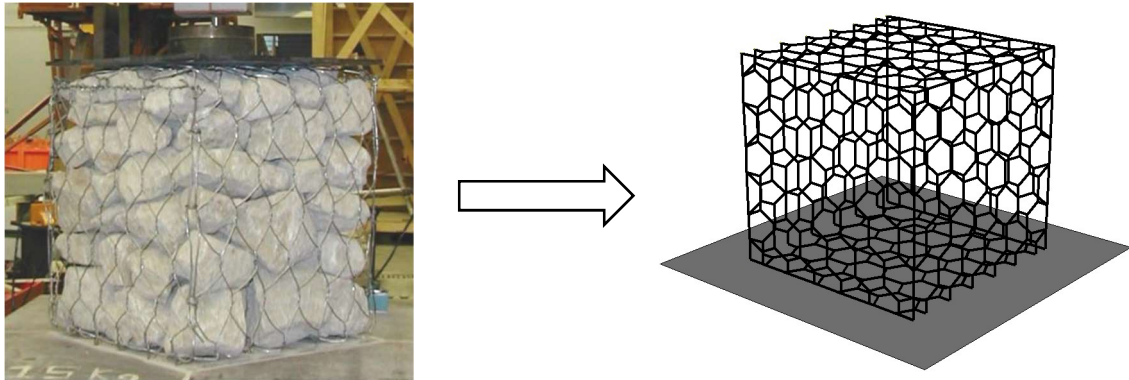


Figura 4.2 - Discretização da malha hexagonal em elementos particulados formando o gabião (BERTRAND, 2006).

Um modelo constitutivo foi desenvolvido e calibrado através de ensaios de compressão simples em escala. A criação desse modelo, assim como os ensaios índice que foram feitos, tinham por objetivo obter informações para o uso em aplicações de obras contra a caída de blocos rochosos. Por exemplo, as barreiras estáticas compostas por elementos gabiões, com a finalidade de suportar impactos derivados da trajetória de blocos rochosos que se desprendem aleatoriamente.

Ainda sobre o comportamento da malha hexagonal de dupla torção, um outro trabalho foi desenvolvido por Bertrand et al. (2008), no qual o comportamento da malha foi avaliado sob condições de puncionamento. Um modelo de puncionamento utilizando elementos discretos foi calibrado baseado nos ensaios padronizados com painéis de 3,00m x 3,00m. Esse tipo de ensaio posteriormente se tornou referência para a criação da norma UNI 11437:2012 - *Rockfall Protective Measures - Tests On Meshes For Slopes Coverage* (Figura 4.3). Mais uma vez as aplicações foram voltadas para o estudo das soluções contra caída de blocos rochosos.

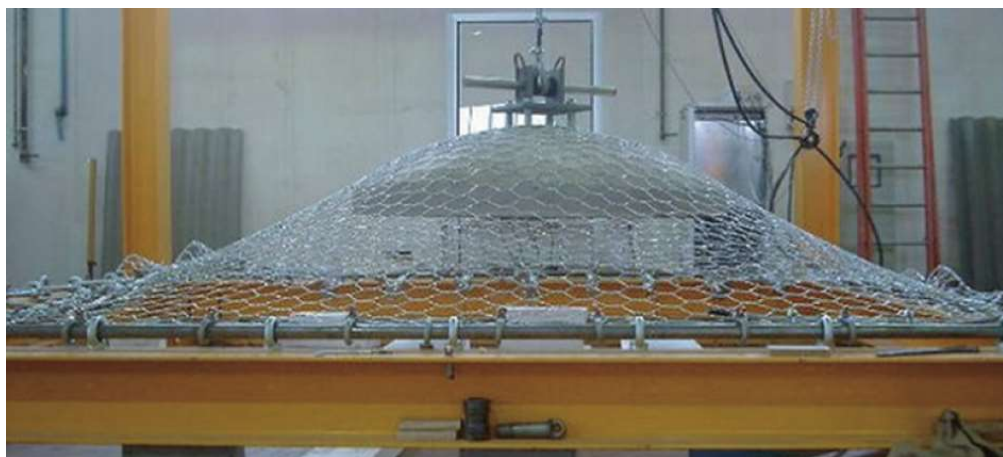


Figura 4.3 - Ensaio de puncionamento (BERTRAND et al., 2008).

Lambert et al. (2011), baseados no trabalho de Bertrand (2006), propõem a interação entre um elemento cúbico em malha hexagonal combinado com um contêiner em geotêxtil e diferentes materiais granulares finos não coesivos.

Thoeni et al. (2011) implementaram uma rotina em um *software* de código aberto, YADE-DEM, no qual é possível modelar a malha hexagonal de dupla torção em elementos discretos. A malha de arame de aço foi representada por um conjunto de partículas esféricas localizadas nos nós físicos da malha (Figura 4.4).

O comportamento dos arames foi descrito por interações remotas entre partículas e as relações constitutivas para um único arame foram inicialmente propostas por Bertrand (2006) e mais tarde implementadas por Thoeni et al. (2011) como um objeto com classe definido no YADE-DEM. As relações constitutivas propostas por Bertrand (2006) foram adaptadas por Thoeni et al. (2011).

Entretanto, a implementação no YADE-DEM não segue a formulação incremental apresentada por Bertrand (2006). A lei de contato é diretamente definida por uma curva linear de força-deslocamento (Figura 4.5a) que é derivada da curva tensão-deformação de um único arame. A Figura 4.5b mostra a curva tensão-deformação utilizada para a simulação. A relação corresponde à curva tensão-deformação usada por Bertrand (2006).

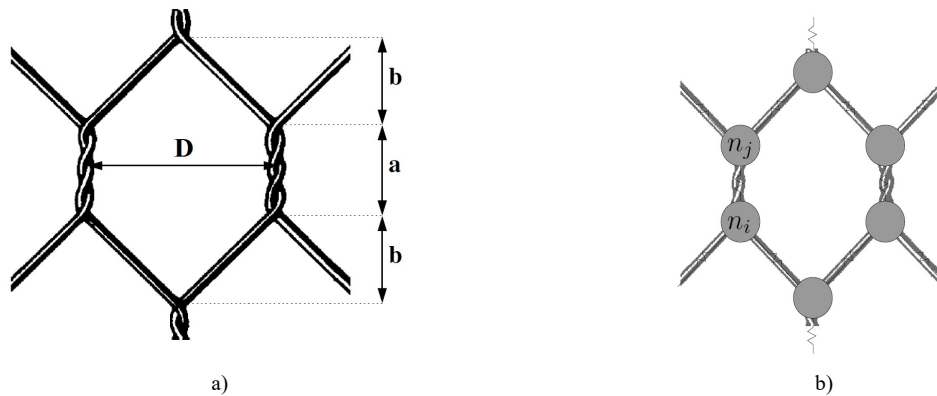


Figura 4.4 - Forma e interação remota da malha hexagonal de dupla torção. a) forma hexagonal básica da malha dupla torção de arame com as dimensões usadas pelo YADE-DEM; b) modelo de partículas e interação remota (THOENI et al., 2011).

A relação força-deslocamento para um arame de dupla torção é derivada daquela de um único arame, introduzindo dois parâmetros locais λ_k e λ_ε , como mostrado por Bertrand (2006). O parâmetro λ_k define a rigidez inicial da dupla torção, enquanto que λ_ε leva em conta a redução do comprimento na ruptura. Estes parâmetros são então utilizados para calibrar o modelo numérico.

O modelo implementado considera somente as forças de tração. Supõe-se que as forças de tração são muito maiores do que as forças de compressão devido ao efeito de flambagem no arame. Portanto, a rigidez no regime de compressão é definida como zero. Além disso, apenas as forças normais e as forças de cisalhamento são consideradas no modelo.

A descarga é considerada ajustando a rigidez correspondente igual à rigidez elástica inicial. A interação é rompida quando seu limite de tensão é atingido. A Figura 4.5b mostra o comportamento básico de um único arame em uma trajetória de carregamento com descarga e recarga.

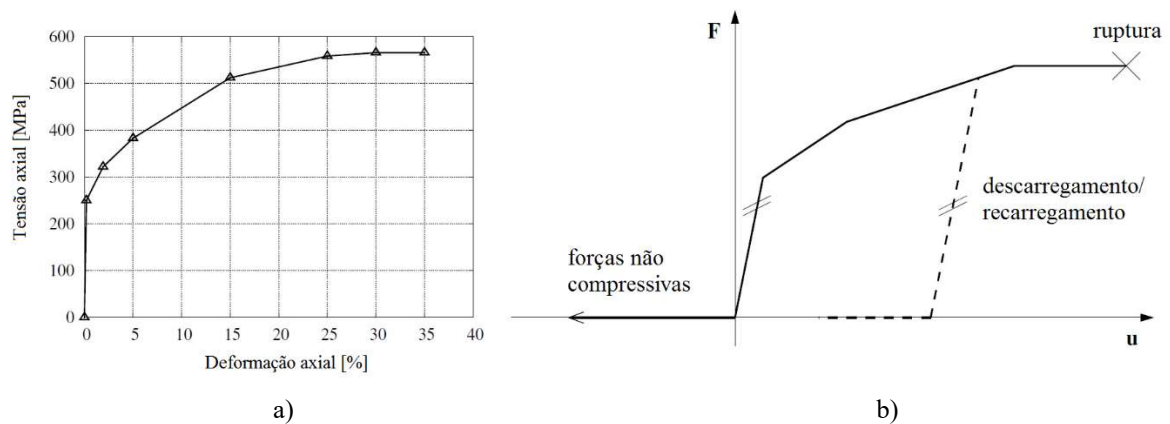


Figura 4.5 - Relação constitutiva definida a partir da curva tensão/deformação do arame; a) curva característica do arame; b) esquema de diagrama força/deslocamento que mostra o comportamento geral da interação para um único arame (THOENI et al., 2011).

Baseado nesses parâmetros foi possível calibrar as características da curva tensão/deformação do arame, determinadas por ensaios de tração, e utilizar o modelo em elementos discretos de maneira apropriada.

Para isso, foi criado um modelo em YADE-DEM da malha hexagonal de dupla torção, modelando painéis de 0,96 m de largura e os submetendo a uma taxa de deformação constante (Figura 4.6).

O diâmetro do arame utilizado para a malha foi de 2,7 mm e o diâmetro do arame de borda usado no contorno da malha de 3,4 mm. Ambos os arames seguem o mesmo comportamento da curva tensão-deformação. Foi considerada uma malha do tipo 80 mm por 100 mm. As dimensões utilizadas para sua geração foram $D = 80$ mm e $a = b = 40$ mm (Figura 4.4).

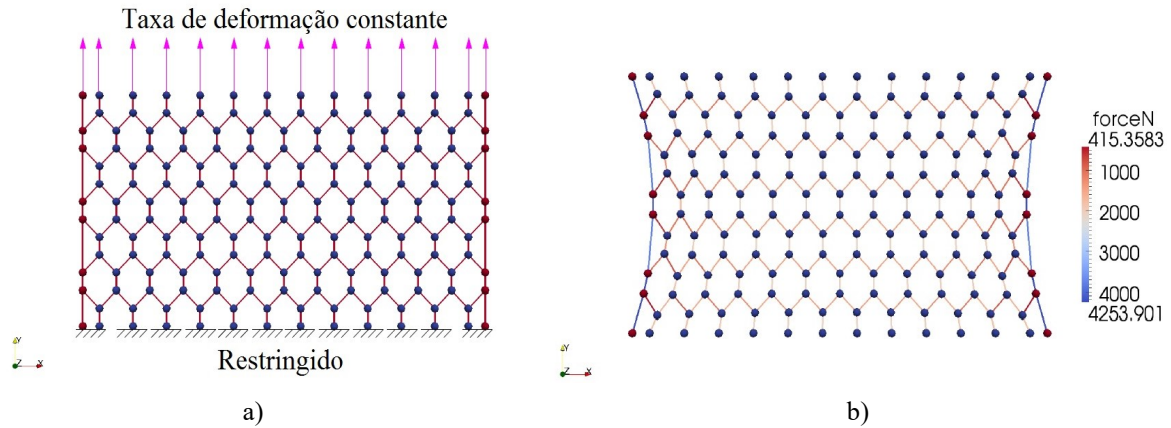


Figura 4.6 - Ensaio de tração de um painel de malha plana submetido a uma taxa de deformação constante; a) Condições de contorno e discretização do ensaio de tração; b) Malha deformada e forças normais antes da falha, $\lambda_k = 0,73$, $\lambda_\varepsilon = 0,47$ (THOENI et al., 2011).

Esse modelo simulou um ensaio de tração característico nesse tipo de painel metálico. A influência dos dois parâmetros λ_k e λ_ε foi estudada (Figura 4.7). Os resultados numéricos foram comparados aos resultados experimentais apresentados por Bertrand et al., (2008). Como pode ser visto na Figura 4.7b, uma boa aproximação das curvas experimentais é obtida com $\lambda_k = 0,73$ e $\lambda_\varepsilon = 0,47$, para a curva tensão/deformação do arame.

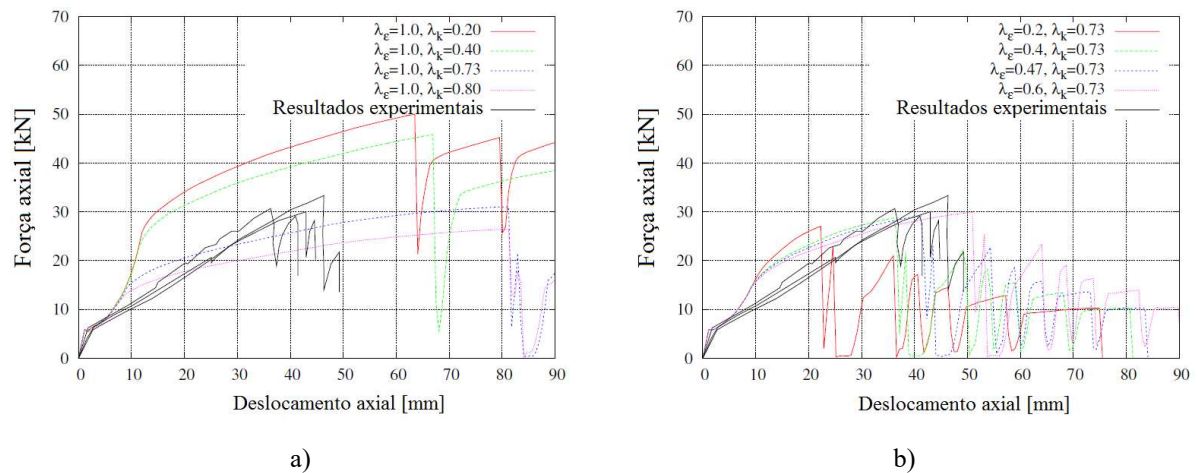


Figura 4.7 - Calibração dos parâmetros λ_ε e λ_k : a) Calibração de λ_k com $\lambda_\varepsilon = 1,0$; b) Calibração de λ_ε com $\lambda_k = 0,73$ (THOENI et al., 2011).

Thoeni et al. (2011) fizeram parte de um projeto de pesquisa inicial, que tinha como objetivo avaliar o risco de queda de blocos rochosos em minas de carvão a céu aberto. O método dos elementos discretos foi usado para estudar as trajetórias de queda dos blocos e as velocidades no momento de impacto sobre as redes em malha hexagonal de dupla torção.

Thoeni et al. (2013), estudaram comportamentos elementares de tração para fios simples e dupla torção caracterizados experimentalmente. As curvas tensão-deformação obtidas

a partir dos ensaios foram então numericamente aproximadas por funções lineares. Dois novos modelos de arames elementares (EWM – Elementary Wire Mode) foram derivados e implementados no programa de elementos discretos em YADE-DEM.

Os modelos EWM foram alterados estocasticamente para considerar distorções existentes de fios e hexágonos em uma malha padrão. Dois parâmetros, λ_u e λ_F , foram introduzidos para definir um modelo de fio estocástico distorcido (SDWM – *Stochastically Distorted Wire Model*). O parâmetro λ_u introduz um deslocamento horizontal para a curva força-deslocamento e o parâmetro λ_F determina a rigidez do fio distorcido na área deslocada (Figura 4.8).

Segundo Thoeni et al. (2013), o modelo numérico prediz as observações experimentais com boa precisão, não só a carga máxima, mas também os níveis de carga intermediários. Além disso, obtiveram-se excelentes previsões do modo de falha nos experimentos.

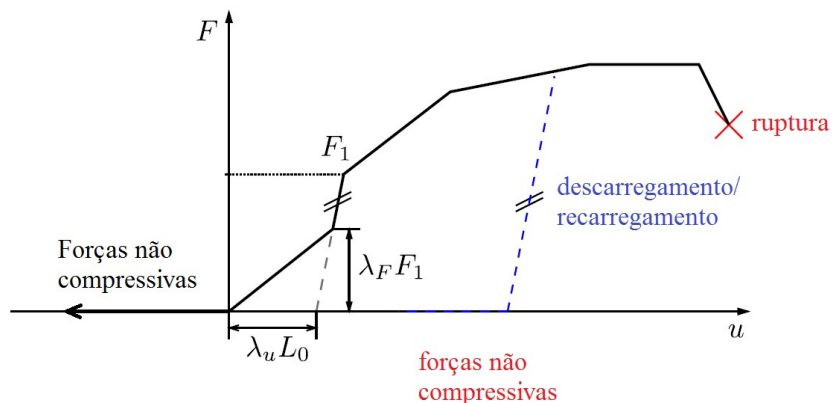


Figura 4.8 - Representação esquemática da influência do parâmetro λ_u e λ_F na lei de contato (THOENI et al., 2013).

4.2 Modelando a malha hexagonal de dupla torção

O comportamento do gabião está relacionado diretamente com o comportamento da malha metálica, que tem por finalidade conter o material de enchimento. Portanto, é sobre ela que o princípio adotado para a simulação numérica é fundamentado.

Baseado no conceito de conexão remota citado na seção anterior, utiliza-se a formulação das forças que atuam dentro da malha, integrando a lei constitutiva dos arames de aço que a compõe.

Dada a abordagem para as interações entre partículas a uma certa distância, Bertrand (2006), procedeu à simulação numérica para o caso de uma simples interação, com o objetivo de validar a modelagem numérica por conexão remota.

Para ter em conta a malha, propõe-se caracterizá-la por meio de partículas regularmente distribuídas em torno do material de enchimento do gabião. Na Figura 4.9 os pontos que circundam as esferas (material de enchimento) representam as partículas que compõem a malha metálica.

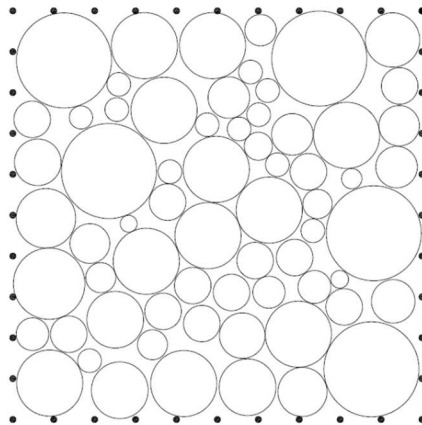
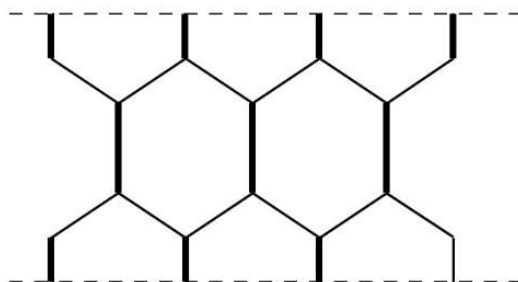
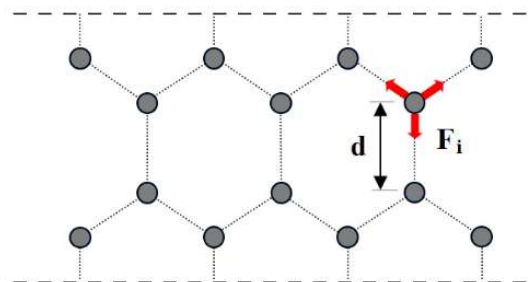


Figura 4.9 – Discretização da malha metálica que envolve o material de enchimento.

Entre as partículas de malha é aplicada uma força, F_i , que representa a ação do fio de aço conectando fisicamente dois nós da malha. Essa força é função do comprimento, d , que é a distância entre duas partículas (Figura 4.10).



a) Modelo Físico



b) Modelo em MED

Figura 4.10 – Princípio do modelo numérico proposto por BERTRAND (2006).

A lei que relaciona a intensidade da força com a distância entre partículas pode ser de vários tipos. Em uma primeira aproximação, pode-se considerar que o comportamento do

aço é do tipo elástico linear, ou seja, a intensidade da força muda de forma linear e reversível com a distância entre duas partículas da malha.

No instante t , os valores das diferentes forças devidas ao arame de aço são calculados e aplicados às partículas da malha hexagonal. Isso permite calcular as novas posições do conjunto de partículas no tempo $t + \Delta t$.

No instante t , a configuração das forças exercidas sobre a partícula i é mostrada esquematicamente na Figura 4.11 para uma configuração 2D. A intensidade das forças devidas ao arame de aço é expressa da seguinte forma:

$$\|\tilde{F}_{ij}\| = \tilde{f}(\|\vec{x}_i - \vec{x}_j\|) \quad (4.1)$$

\tilde{f} é o funcional associado ao comportamento assumido pelo material, ou seja, é uma entidade matemática que leva em consideração o histórico do caminho de solicitação imposto sobre o material.

No contexto da teoria da elasticidade, \tilde{f} torna-se uma função, tendo em vista a natureza reversível do estado do material durante um ciclo de carga e descarga, por exemplo.

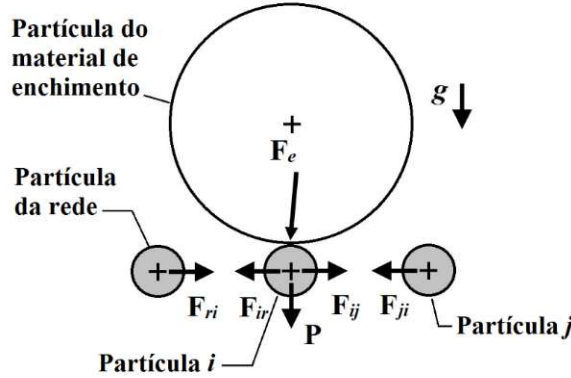


Figura 4.11 - Forças aplicadas a uma partícula i no instante t . F_{ir} e F_{ij} são as forças que representam a tração associada ao arame, P é o peso da partícula e F_e é a força de uma partícula do material de enchimento sobre a partícula da malha.

A direção das forças devido ao arame de aço é imposta pelos respectivos centros de gravidade das partículas da malha de arame. Tem-se assim a expressão:

$$\vec{F}_{ij} = \|\vec{F}_{ij}\| \vec{n}_{ij} \quad \text{com} \quad \vec{n}_{ij} = \frac{\vec{x}_i - \vec{x}_j}{\|\vec{x}_i - \vec{x}_j\|} \quad (4.2)$$

\vec{n}_{ij} o vetor unitário que transporta a força \vec{F}_{ij} .

As duas forças \vec{F}_{ir} e \vec{F}_{ij} (Figura 4.11) são as ações remotas devido às partículas adjacentes à partícula i que representa as ligações que conectam os nós da malha. A partir dessas duas forças, calcula-se a força resultante exercida sobre a partícula i :

$$\vec{F}_{\text{resultante}} = \vec{F}_{ij} + \vec{F}_{ir} \quad (4.3)$$

Em cada passo de tempo, esta força é recalculada e adicionada ao peso da partícula da malha e à ação de contato do agregado. É definido também um comprimento de influência ($L_{\text{influência}}$) de ação à distância. Supõe-se que, se a distância que separa duas partículas for inferior a um comprimento de influência pré-fixado, então a força será igual a zero. Essa hipótese ocorre porque, ao considerar que um arame de aço esteja submetido à compressão, devido à sua alta esbeltez, este não resistirá ao esforço de compressão aplicado.

Fisicamente, dependendo das tensões aplicadas aos arames/fios de aço, estes serão submetidos a grandes deformações (levando em consideração o fenômeno de plastificação do material) ou permanecerão no seu domínio elástico. Para simplificar a explicação do conceito do MED aplicado à malha metálica, nesse primeiro momento, apenas o efeito elástico será levado em consideração no comportamento do aço. Posteriormente, o comportamento elastoplástico, introduzido por Bertrand (2006) considerando a ruptura, será apresentado.

A teoria da elasticidade linear isotrópica clássica, para um sólido em tração pura, relaciona tensão/deformação pela lei de Hooke. A partir desta expressão, tem-se a relação entre a intensidade da força e a distância entre duas partículas da malha:

$$\sigma = E\varepsilon \quad \Leftrightarrow \quad \|\vec{F}_{ij}\| = \frac{ES}{L_{\text{inicial}}} \left(\|\vec{x}_i - \vec{x}_j\| - L_{\text{inicial}} \right) \quad (4.4)$$

onde E é módulo de Young do aço, S é a seção transversal do arame e L_{inicial} é o comprimento inicial. O conhecimento das posições do centro de gravidade das partículas em cada passo de tempo permite que o vetor unitário seja calculado (equação 4.2). Tem-se a seguinte equação:

$$\|\vec{F}_{ij}\| = \frac{ES}{L_{\text{inicial}}} \left(\|\vec{x}_i - \vec{x}_j\| - L_{\text{inicial}} \right) \vec{n}_{ij} \quad (4.5)$$

No momento inicial, o segmento está supostamente em repouso, que é traduzido por $L_{\text{inicial}} = L_{\text{influência}}$. De fato, o arame tenderá a ser alongado ao sofrer uma solicitação de tração proveniente das partículas do material de enchimento.

A Figura 4.12 ilustra um caso simples de interação entre duas partículas com o objetivo de explicar a abordagem adotada para a modelagem numérica com interações remotas. Duas partículas, cujas características geométricas e mecânicas são conhecidas, são colocadas na configuração mostrada na Figura 4.12, separadas por um comprimento inicial, L_{inicial} . O

comprimento de influência ou “interdistância”, $L_{\text{influência}}$, define o limite de ação da força, F_d , aplicada sobre a partícula da direita. Caso $L_{\text{inicial}} < L_{\text{influência}}$ a força F_d será nula.

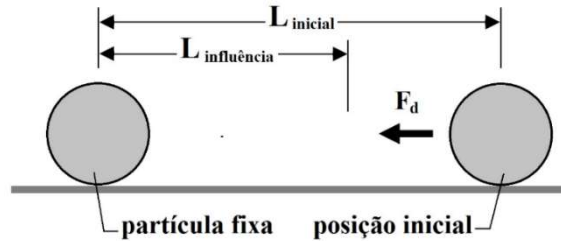


Figura 4.12 – Interação remota entre duas partículas. A partícula da direita é submetida a uma força proporcional à distância da partícula da esquerda.

A explicação comentada no parágrafo anterior remete a algo simples apenas para efeito didático. Para o cálculo das forças a serem aplicadas às partículas que compõem a malha, em um modo tridimensional, é necessário conhecer cada uma das partículas vizinhas que interagem entre si.

Esta operação é relativamente complexa, em vista das condições geométricas impostas pela malha de arames. Para isso, define-se uma tabela de contingência que, a partir de uma partícula i , são associados todos os seus vizinhos. A detecção dos vizinhos da partícula i é realizada pelo teste de presença em um determinado espaço. Conhecendo a distância inicial de cada partícula vizinha com a partícula i , a interdistância de todas as partículas com a partícula i é testada. Se a distância entre a partícula i e a partícula atual corresponde ao valor definido pela geometria da malha, a partícula atual é identificada como próxima da partícula i e é armazenada na tabela de contingência. Após serem analisadas todas as partículas o ciclo é fechado e as ligações entre as partículas são criadas.

As interações entre partículas podem ser associadas, como uma primeira aproximação, a um sistema massa-mola. Uma condição necessária é que o passo de tempo seja pequeno o suficiente para que as perturbações devido ao movimento de uma partícula permaneçam locais, ou seja, confinadas à sua vizinhança imediata. O passo de tempo deve ser uma fração do próprio período de oscilação do sistema.

Segundo Bertrand (2006), o valor crítico do tempo é calculado para cada grau de liberdade de cada partícula. Sua expressão para uma partícula é:

$$\Delta t_{\text{critico}} = \min \left[\sqrt{\frac{m}{k_{\text{tran}}^i}}, \sqrt{\frac{I}{k_{\text{rot}}^i}} \right] \quad (4.6)$$

onde m é a massa da partícula, I é o momento de inércia (partícula esférica), k_{tran}^i e k_{rot}^i são as rigidezes da translação e rotação da partícula. Estes dois últimos são rigidezes equivalentes, calculadas a partir do incremento de força aplicado à partícula ao longo do tempo. O cálculo do passo do tempo crítico é realizado em cada partícula. Uma fração do menor passo é finalmente escolhida para realizar os cálculos das novas posições das partículas.

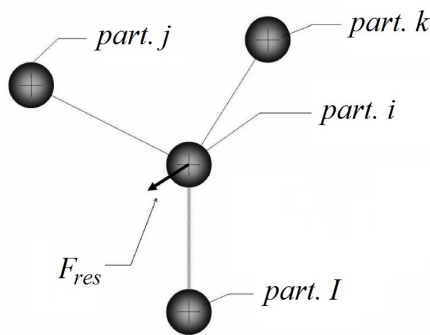
No caso das interações elásticas, o valor crítico do passo de tempo é determinado pela massa e pela rigidez do sistema mecânico em consideração. A modelagem da malha é realizada graças às partículas que interagem à distância, ou seja, remotamente. As interações envolvidas revelam a rigidez da malha de arame, k_g , cuja expressão é:

$$k_g = \frac{ES}{L_{inicial}} \quad (4.7)$$

A escolha do passo do tempo é estimada considerando a matriz de rigidez de cada partícula da malha. Os termos diagonais desta matriz possibilitam uma estimativa das rigidezes equivalentes em cada direção do espaço. O passo de tempo é calculado da seguinte forma:

$$\Delta t = \sqrt{\frac{m}{k_{(i)}}} \quad (4.8)$$

onde m é a massa da partícula e $k_{(i)}$ a rigidez equivalente na direção i . A matriz de rigidez é determinada pela expressão do incremento de força, $\Delta \vec{F}_{res}$, que uma partícula sofre em um passo de tempo Δt :



$$(\Delta F_{res})_x = k_g (\Delta \vec{U} \cdot \vec{n}) n_x$$

onde $\Delta \vec{U}$ é o deslocamento da partícula i ; \vec{n} é o vetor unitário colinear para $\Delta \vec{U}$; \vec{F}_{res} é a força resultante sobre a partícula i ; n_x é a x -ésima componente de \vec{n}

Esta expressão pode ser escrita em forma de matriz:

$$\begin{bmatrix} (\Delta F_{res})_x \\ (\Delta F_{res})_y \\ (\Delta F_{res})_z \end{bmatrix} = k_g \begin{bmatrix} n_x^2 & n_x n_y & n_x n_z \\ n_x n_y & n_y^2 & n_y n_z \\ n_x n_z & n_y n_z & n_z^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta U_x \\ \Delta U_y \\ \Delta U_z \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Por definição, as componentes (n_x , n_y e n_z) do vetor unitário \vec{n} são inferiores a 1. Isso significa que:

$$k_g > k_{(\alpha)} = k_g n_\alpha^2 \quad \text{para } \alpha = x, y, z$$

No final, o passo de tempo crítico associado à malha é escolhido da seguinte forma:

$$\Delta t = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{m}{k_g}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{m L_{inicial}}{ES}} \quad (4.10)$$

A massa das partículas é calculada a partir do peso da malha de arame por unidade de área (γ_ω), que depende do diâmetro do arame e da abertura da malha. Para os tipos de malha que normalmente são produzidas esse valor varia pouco e por essa razão pode ser considerado constante.

Bertrand et al (2008) consideraram $\gamma_\omega = 1,42 \text{ kg/m}^2$ para um diâmetro do arame igual a 2,7 mm e abertura da malha de 80 mm por 100 mm, obtendo 366 partículas por metro quadrado e, conseqüentemente, a massa de uma partícula é 3,9 g.

4.3 Simulação das pedras usando formas poliédricas

Criar as pedras de enchimento, simulando um conglomerado de esferas unidas por uma força coesiva pré-determinada em função da quebra da resistência entre essas ligações, permite menor velocidade computacional no MED. Essa tarefa pode parecer simples, porém devido às superfícies de contato existentes entre as partículas e as formas que tais agregados precisam ter, o trabalho de modelagem de tais elementos se torna moroso para as respostas necessárias a esse trabalho.

Eliáš (2013) criou um modelo de partículas poliédricas que possibilita simular condições mais próximas da realidade de um gabião. Em sua obra, Eliáš (2014), aplicou tais poliedros como elementos que simulam lastros para ferrovias, criando também a possibilidade de ruptura desses elementos.

De acordo com Eliáš (2013), os poliedros são gerados pela tesselação de Voronoi em núcleos pseudo-aleatoriamente colocados. Um volume inicial de 5 x 5 x 5 unidades é preenchido por núcleos com mínima distância mútua d_{\min} .

Começando com o núcleo $C_0 = (0, 0, 0)$ no centro do volume, outros núcleos com coordenadas aleatórias são aceitos se a distância a todos os núcleos previamente colocados

exceder l_{\min} . Isso é repetido até que nenhum núcleo seja aceito para 500 testes subsequentes. A distância de restrição l_{\min} é definida para 0,75 unidades. Por causa disso a distância média entre os pontos é próxima de uma unidade. A tesselação de Voronoi é realizada e a célula de Voronoi associada ao núcleo central C_0 que é extraído e utilizado como forma básica do poliedro.

Esta célula Voronoi é ainda redimensionada nas três direções pelo fator $s = (s_x, s_y, s_z)$. Todo vértice x do poliedro básico é, portanto, transformado pelo vetor de dimensionamento: $x = (\bar{x}s_x, \bar{y}s_y, \bar{z}s_z)$. A forma final do grão é dada pelos vértices x . Como o procedimento de escala ao longo dos eixos x , y e z , o poliedro final também é girado aleatoriamente para evitar a polarização direcional.

O volume, centróide e inércia da partícula poliédrica são calculados através da divisão do seu volume em tetraedros. Segundo Eliáš (2013), as contribuições dos tetraedros para cada uma das quantidades desejadas são encontradas usando fórmulas analíticas de Tonon (2004). A Figura 4.13 mostra alguns poliedros aleatórios resultantes. Três proporções de aspecto de escala são consideradas na figura.

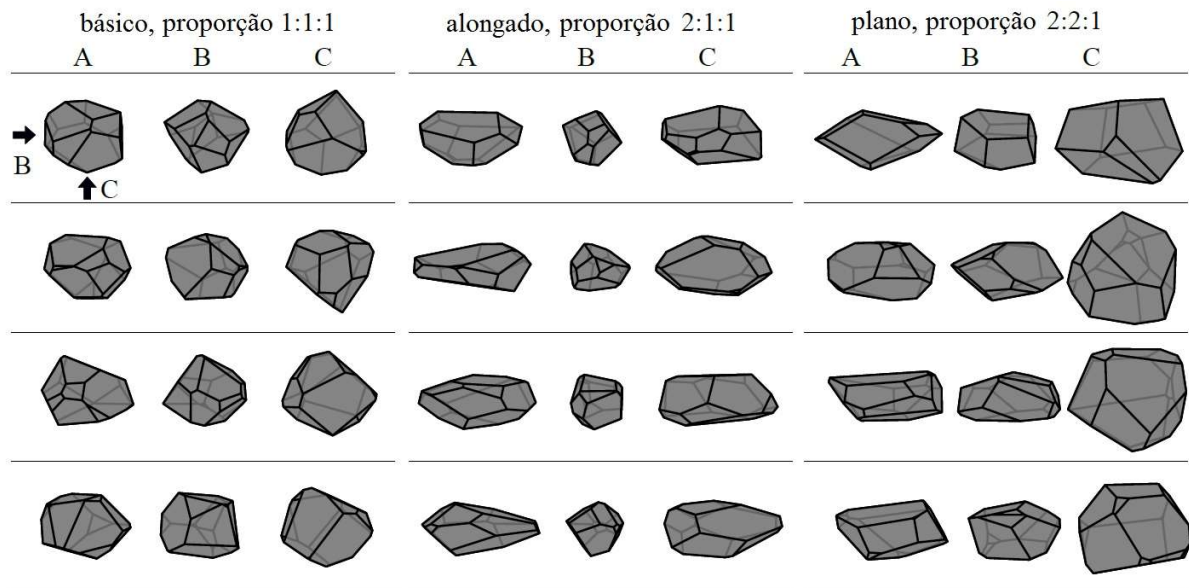


Figura 4.13 - Grãos de forma aleatória gerados através de tesselação Voronoi. Três variantes diferem prescrevendo diferentes fatores de escala ao longo dos eixos x , y e z . Cada grão poliédrico é mostrado na frente (A), lado (B) e base (C) (ELIÁŠ, 2013).

Existe um algoritmo criado no YADE-DEM que, em cada passo de tempo, detecta todos os possíveis contatos entre elementos poliédricos. Isso é feito através da criação de **caixas de delimitação** em torno de cada poliedro. A sobreposição entre caixas existe se e somente se houver sobreposições ao longo de todos os três eixos. O problema é, portanto, reduzido na detecção de sobreposição tripla de segmentos em 1D.

Eliáš (2013) explica como é feita a detecção de contato entre poliedros. Se a sobreposição entre caixas for detectada, é preciso verificar a sobreposição entre os poliedros A e B, por exemplo. Os poliedros são representados através do conjunto de planos A_i que criam faces de poliedro:

$$A_i(x, y, z) = n_x x + n_y y + n_z z + a = 0 \quad (4.11)$$

onde $\mathbf{n} = (n_x, n_y, n_z)$ é o vetor normal que aponta para fora do poliedro e a é uma posição de determinação constante do plano.

A sobreposição é assumida até encontrar um plano de separação. Deve-se procurar um plano de separação em um conjunto que contenha (i) planos de face A_i do poliedro A; (ii) planos de faces B_i do poliedro B; e (iii) planos determinados por uma extremidade de A e outra extremidade de B. Um *loop* sobre todos esses planos candidatos é feito. Cada vez é construído um plano de separação experimental que constitui dois semi-espacos. Todos os vértices do primeiro poliedro A devem situar-se em uma metade do espaço, enquanto todos os vértices do segundo poliedro B devem estar na outra metade. Sempre que tal condição for cumprida, o plano de separação é encontrado e os poliedros não se sobrepõem. Se o *loop* estiver acabado sem nenhum plano de separação encontrado, existe um contato entre os poliedros.

Para economizar tempo computacional, pode-se armazenar entidades que definiram o plano de separação e, no próximo passo, começar com o plano de separação de teste usando essas entidades com posições atualizadas, o que pode gerar uma economia de tempo para os poliedros que já estavam em contato. Pode-se simplesmente verificar se o centroide do poliedro da interseção do passo anterior ainda está em ambos os poliedros com posição e orientação atualizadas. Isto é feito através de um *loop* passando por todos os planos de face de ambos os poliedros e verificando se o centroide está no lado negativo de todos esses planos.

Assume-se que a força normal atua no centroide da interseção entre planos e a magnitude da força normal repulsiva $|F_n|$ é determinada a partir do volume de interseção V_I :

$$|F_n| = V_I k_n \quad (4.12)$$

onde k_n [N/m³] é um parâmetro do material chamado rigidez volumétrica. Um complicador dessa definição é a avaliação do volume de interseção. Esta operação é computacionalmente exigente. Segundo Eliáš (2013), a abordagem utilizada nessa operação foi baseada em Muller & Preparata (1978) e Günther & Wong (1991). O volume V_I e centroide da interseção é então encontrado dividindo o plano da interseção em tetraedros, como é feito para todas as partículas poliédricas.

O algoritmo de duplicação requer que a origem esteja dentro do volume de interseção resultante. Por conseguinte, é necessário ter algum ponto dentro de ambos os poliedros e traduzir o problema em um novo sistema de coordenadas com origem no ponto comum antes que a dualização seja iniciada.

Para a interseção existente, usa-se o centroide da interseção do último passo (mas somente se permanecer em ambos os poliedros com posições atualizadas). Para as novas interações, esse ponto é encontrado procurando por qualquer intersecção face-aresta. A Figura 4.14 mostra duas partículas em contato e sua interseção poliédrica.

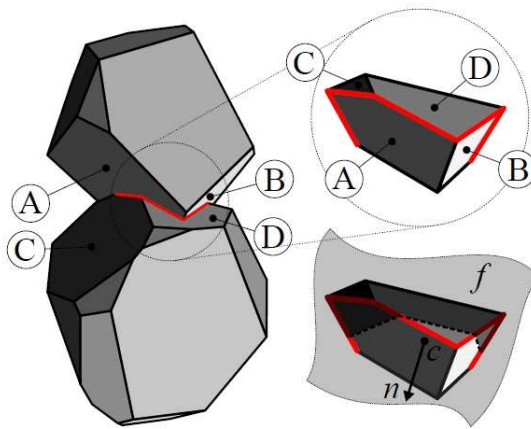


Figura 4.14 - Duas partículas poliédricas em contato, entre elas o plano de intersecção, o centroide e a direção normal (ELIÁŠ, 2013).

Depois de encontrar o poliedro de intersecção, suas faces são divididas entre aquelas que pertencem originalmente ao poliedro A e ao poliedro B, respectivamente. As bordas no limite entre esses dois grupos são então interpoladas por um plano f com vetor normal n . A força F_n é então dada pela equação (4.13) e as bordas do contorno ajustadas pelo plano normal f são mostradas na Figura 4.14 em cor vermelha:

$$F_n = n |F_n| / |n| \quad (4.13)$$

A força de cisalhamento F_s é calculada pelo algoritmo incremental padrão. A força de cisalhamento do último passo é corrigida para mudanças na direção normal e para o movimento do corpo rígido. Em seguida, um aumento adicional do deslocamento por cisalhamento, causado por movimentos mútuos e rotações de poliedros, Δu_s , é calculado e a força de cisalhamento é ajustada pelo incremento ΔF_s :

$$\Delta F_s = \Delta u_s k_s \quad (4.14)$$

onde k_s [N/m] é a rigidez ao cisalhamento do material.

O atrito, segundo o critério de Mohr-Coulomb, é aplicado, sempre que a força de cisalhamento violar a seguinte condição:

$$|F_s| \leq \phi |F_n| \quad (4.15)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito.

Eliáš (2013) utilizou os elementos poliédricos simulando agregados empregados como lastros ferroviários. Avaliou as condições de compressão validando sua proposta por meio de simulações de ensaios oedométricos e compartilhou a criação de um novo material para a biblioteca do YADE-DEM. Baseado na proposta de elementos poliedros como material de enchimento dos gabiões é possível simular o ensaio de compressão do elemento gabião e calibrar tais resultados com ensaios experimentais.

5. Ensaaios realizados em gabiões

A partir deste capítulo serão discutidos os detalhes da pesquisa que foi realizada para a determinação do novo método de cálculo para a estabilidade interna dos muros de gabião, começando pelos novos ensaios realizados para avaliar o comportamento mecânico dos gabiões.

A nova campanha de ensaios realizada foi feita em três diferentes países que apresentam histórico cultural, científico e econômico de utilização de gabiões para soluções de engenharia. Os ensaios foram executados com características semelhantes, a fim de avaliar diferenças na montagem e no comportamento do material de enchimento, uma vez que a malha metálica utilizada apresenta as mesmas propriedades físicas. Além disso, os ensaios também possibilitam a obtenção de parâmetros de projetos e balizamento dos valores de deformabilidade e resistência dos gabiões.

Por ordem cronológica esses novos ensaios começaram no Brasil e em seguida foram realizados na Índia, aproveitando grande parte dos ensinamentos adquiridos nos primeiros ensaios brasileiros, finalizando na Itália com características adaptadas dos dois primeiros países.

5.1 Ensaio de compressão - UNICAMP

No início do ano de 2013, iniciou-se uma campanha de ensaios na *Universidade Estadual de Campinas* (UNICAMP), a fim de estudar o comportamento dos gabiões através da realização de ensaios de compressão sem confinamento lateral.

5.1.1 Planejamento dos ensaios

Foram propostos dez ensaios de compressão simples utilizando diferentes tipos de redes em malha hexagonal de dupla torção, a fim de avaliar a sua influência desta na capacidade de carga dos gabiões. Planejou-se medir os níveis de carga suportados pelo elemento gabião em função dos deslocamentos verticais e horizontais, além da influência da altura desses elementos

nos níveis de carregamento. Uma vez que os gabiões são produzidos em caixas de 1,00 m e 0,50 m de altura, planejou-se também avaliar a superposição desses elementos.

Para a realização dos ensaios foram doados, pela empresa Maccaferri do Brasil Ltda., dez gabiões tipo caixa com diferentes tipos de malha, quinze metros cúbicos de rocha granítica e cinco metros cúbicos de rocha basáltica.

Foram também utilizados alguns acessórios adicionais, além daqueles rotineiramente utilizados na montagem do gabião, a fim de oferecer condições para a realização do ensaio, tais como, placa metálica de uma polegada, aparato de aço e placa de borracha com 10 mm de espessura, além de teodolito e régua metálica para realização adequada das leituras dos deslocamentos verticais.

Não foi criada uma agenda sistemática para a realização dos ensaios, nem para os tipos de gabiões que foram ensaiados, organizou-se a sequência dos ensaios em função da disponibilidade dos profissionais envolvidos nos ensaios.

5.1.2 Características de montagem dos gabiões

A montagem das amostras de gabiões foram feitas segundo as etapas descritas no item 3.5. Uma vez que as dimensões das peças de gabiões comercialmente produzidas apresentam dimensões superiores as ensaiadas, alguns ajustes foram feitos durante a montagem devido ao fato de se tratarem de elementos produzidos especialmente para esses ensaios e ocupam uma área de 1,00 m².

Os gabiões foram instalados, conforme as orientações da seção 3.3, sobre uma base de aço guarnecida de uma placa de borracha de 10 mm de espessura (Figura 5.1). Os tirantes de arame 2,20 mm, foram colocados de forma simétrica, ou seja, fixados de um lado a outro em ambas as direções, respeitando o posicionamento padrão quanto à altura (Figura 5.2)

Para garantir a verticalidade dos painéis do elemento, foram utilizados gabaritos de madeira nos quatro lados da amostra, durante o processo de enchimento, retirados após o fechamento do gabião.

Cada gabião foi montado no local do próprio ensaio, ou seja, foi necessário aguardar a desmontagem da amostra ensaiada para posteriormente realizar a limpeza do local, a montagem de outro gabião e a instalação dos instrumentos.



Figura 5.1 - Placa de borracha e placa de aço colocados sob o elemento gabião.



Figura 5.2 - Tirantes de arame em ambas as direções.

5.1.3 Instrumentos utilizados

Sobre o corpo de prova montado foi colocada outra placa de borracha com 10 mm de espessura e sobre esta foi colocado um aparato de aço para aplicação de carga vertical (Figura 5.3). Para as leituras de deslocamento vertical foram utilizadas réguas metálicas que serviram de mira para um teodolito, colocadas sobre o aparato de aço e fixadas com o auxílio de presilhas (Figura 5.3c).

O carregamento vertical foi aplicado através de um macaco hidráulico com capacidade de 2000 kN, acionado por uma bomba de óleo motorizada. A medida da carga aplicada foi feita através de uma célula de carga eletrônica posicionada entre o macaco hidráulico e o aparato de aplicação de carga (Figura 5.3a).

Para as leituras dos deslocamentos horizontais inicialmente se propôs o uso de quatro transdutores para medição de deslocamento linear (LVDT), posicionados simetricamente em dois lados do gabião. A Figura 5.4 mostra um esquema proposto para o primeiro ensaio que foi feito com dois gabiões superpostos. O gabião inferior tem medidas de 1,0 m por 1,0 m de base e 1,0 m de altura. O gabião superior tem 1,0 m por 1,0 m de base por 0,5 m de altura.



Figura 5.3 – Montagem do ensaio: a) gabião montado com célula de carga posicionada entre o macaco hidráulico e o aparato de aplicação de carga; b) placa de borracha entre a amostra de gabião e o aparato metálico; c) réguas metálicas fixadas no aparato com auxílio de presilhas.

No Teste 2, as leituras foram feitas dando meia volta no gabião com um fio de nylon preso a dois LVDT's fixados na malha do gabião em lados opostos da caixa (Figura 5.5a). Desse modo, durante a deformação horizontal da caixa, o fio se expande acionando os LVDT's. Uma

vez que o curso total dos LVDT's era de 100 mm, posicionou-se um em cada lado da caixa, somando-se a leitura de ambos (Figura 5.5b).

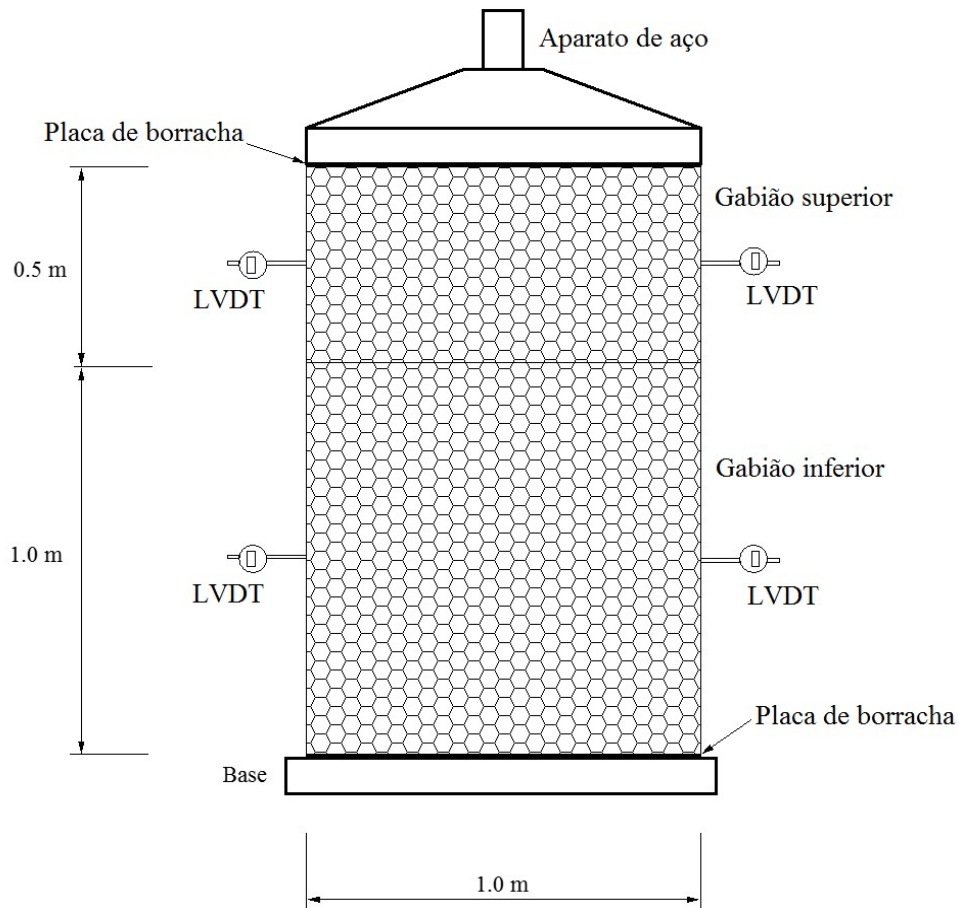


Figura 5.4 - Teste 1 - esquema de montagem do elemento gabião preparado para o ensaio de compressão.

Optou-se por efetuar as leituras do perímetro do gabião, uma vez que o mesmo se expande, durante o processo de compressão, para as laterais, havendo então, uma expansão perimetral passível de medição.

A Figura 5.6 mostra um esquema proposto para o ensaio que foi feito com três gabiões superpostos. As leituras foram feitas nas caixas de gabião inferior e na do meio, uma vez que o número de LVDT's disponíveis se limitava a quatro, dois de cada lado. A Figura 5.7a e 5.7b mostram os gabiões antes e depois do teste, respectivamente.

No Teste 2 foi possível perceber que o LVDT não acompanhou o “abaulamento” da face do gabião e por essa razão, pode ter sido gerado um erro de leitura, uma vez que o perímetro deformado medido pode ter sofrido um deslocamento adicional (Figura 5.8).

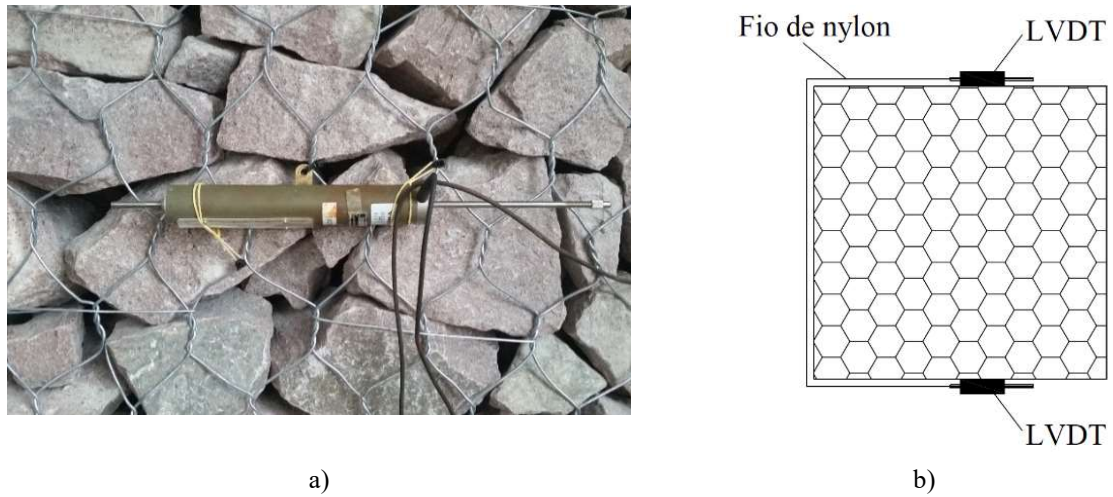


Figura 5.5 – Instrumentos para leitura dos deslocamentos: a) LVDT fixado à malha metálica em um dos lados do gabião; b) esquema de posicionamento simétrico dos LVDT's, mostrado em uma vista superior.

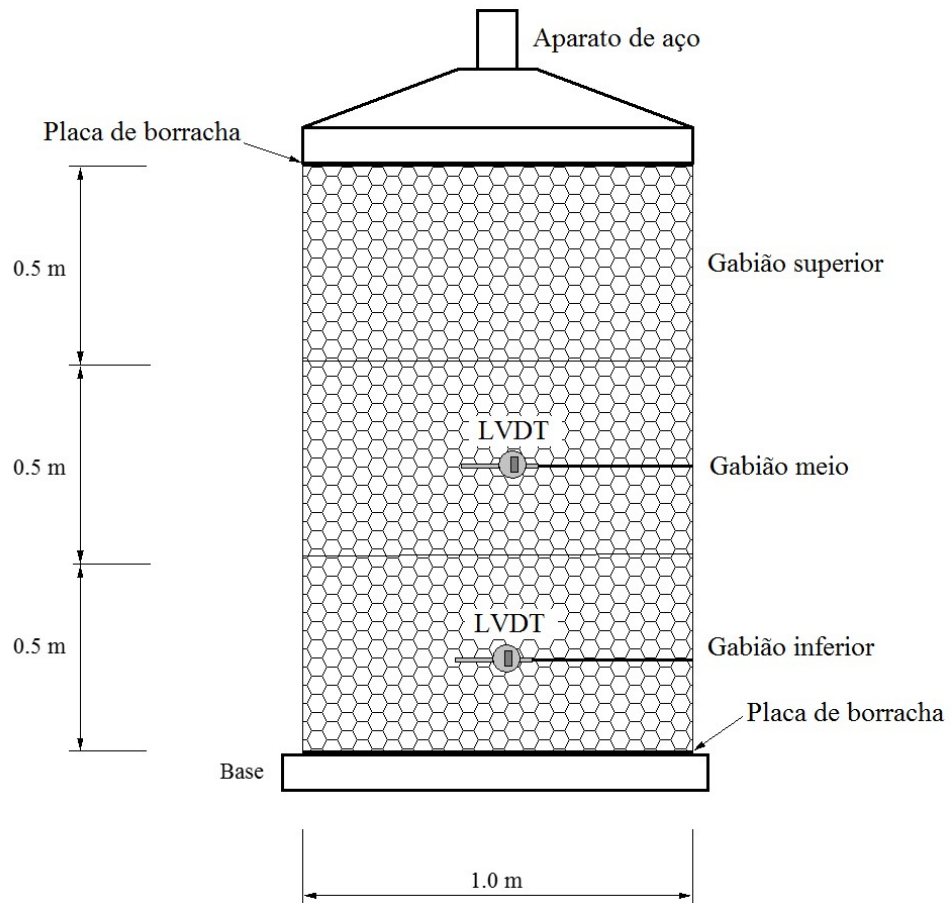


Figura 5.6 - Teste 2 - esquema de posicionamento simétrico dos LVDT's, mostrando um dos lados da amostra preparada para o ensaio de compressão com leitura do semi-perímetro.

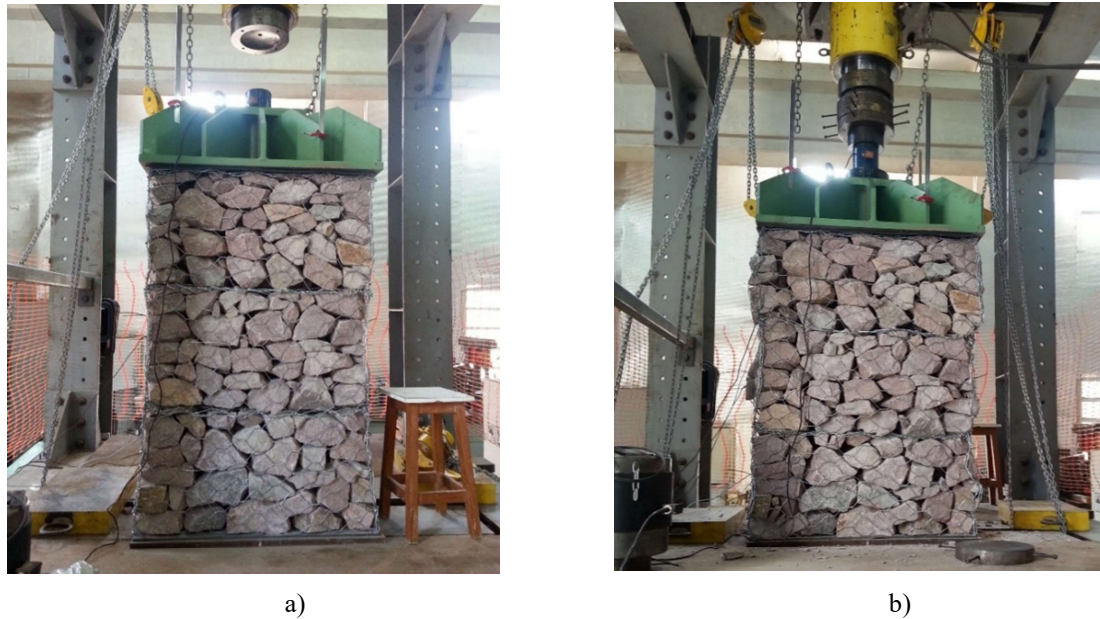


Figura 5.7 - Teste 2 - compressão em três caixas de gabião, uma sobre a outra, malha tipo 8x10, diâmetro 2,7mm: a) início do ensaio; b) final do ensaio.

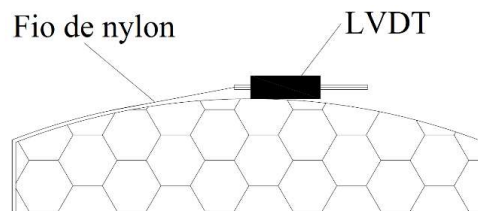


Figura 5.8 - Esquema do LVDT não acompanhando o “embarrigamento” do gabião.

Em virtude do mau posicionamento para efetuar a leitura dos deslocamentos perimetrais com o uso dos transdutores lineares, buscou-se alternativas para esse tipo de medição.

O principal inconveniente da fixação dos instrumentos é que o gabião se deforma de maneira aleatória, existindo uma tendência ao “abaulamento” e o processo de carregamento gera uma acomodação que afeta as paredes laterais, podendo causar movimentação nos instrumentos que estiverem conectados à malha metálica.

Buscou-se transdutores de cabo com um curso longo o suficiente para realizar as leituras perimetrais (Figura 5.9a). Porém, o ensaio com esses equipamentos mostrou-se insatisfatório por problemas de fixação na malha metálica e os custos de aquisição não os justificava. Optou-se então por um arranjo mais simples de leitura utilizando uma trena convencional de plástico (Figura 5.9b), também por ser mais leve, pequena (aproximadamente 3 cm), fácil de fixar em qualquer ponto da malha usando fita adesiva e apresentar suficiente precisão para as leituras que precisavam ser feitas.



Figura 5.9 - Equipamento para leituras de distância: a) transdutor de cabo; b) trena convencional de 1,00 m.

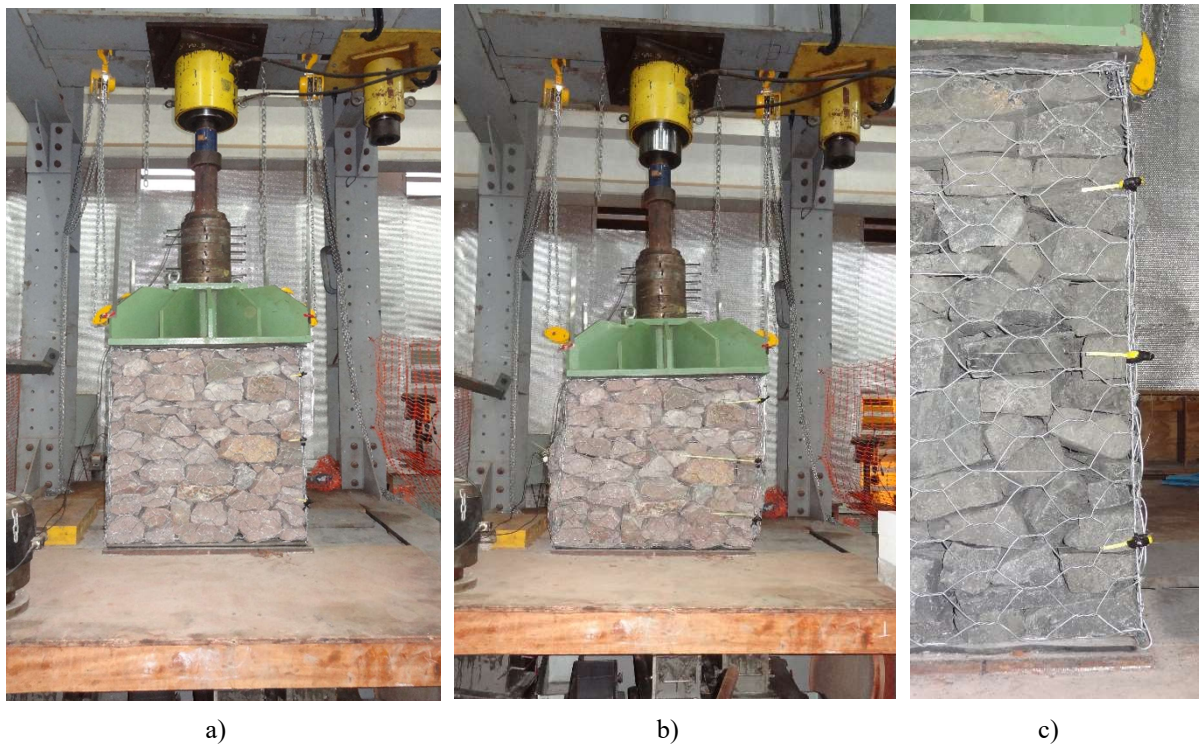


Figura 5.10 - Teste 3 - Compressão simples em gabião de 1,0x1,0x1,0m utilizando as trenas para medir a deformação perimetral: a) início do ensaio; b) final do ensaio; c) detalhe das trenas fixadas no arame de borda do gabião.

Três trenas foram fixadas no arame de borda do gabião, a $1/6$, $3/6$ e $5/6$ da altura medido de baixo para cima (Figura 5.10c e 5.11). O fio de nylon foi preso a extremidade da trena e passado em volta do gabião até o ponto onde a carcaça da trena foi fixada, desse modo tem-se a leitura do perímetro completo do gabião.

Tencionou-se o fio de nylon e registrou-se a medida presente na trena como sendo a leitura “zero”. As leituras dos valores das trenas foram feitas após cada incremento de carga, aguardando-se alguns instantes até a estabilização das deformações (Figura 5.12a e 5.12b).

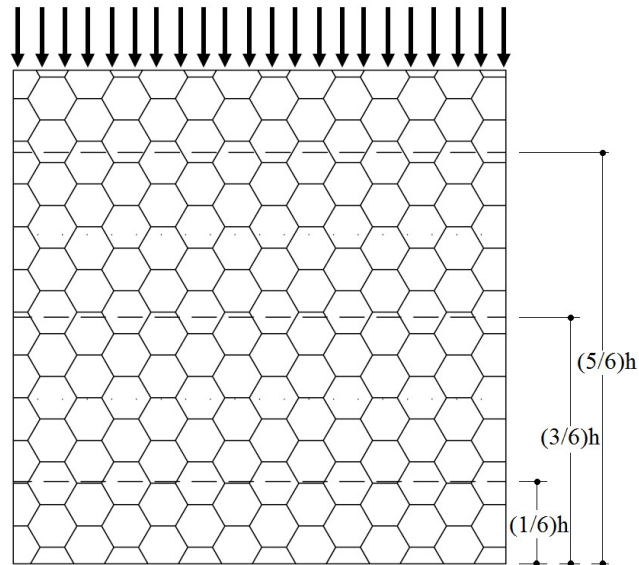


Figura 5.11 - Posicionamento das trenas fixadas na borda do gabião, $h=1,00\text{m}$.



a)



b)

Figura 5.12 - Trena de plástico durante as leituras: a) primeira leitura do teste; b) leitura posterior realizada durante uma das etapas do teste.

Todas as leituras de carga e deslocamentos da instrumentação com LVDT's foram registradas com sistema de aquisição de dados Quantum 840X (Figura 5.13) e gerenciadas pelo *software* de transdução das leituras Catman Easy, versão 3.3.3, da HBM do Brasil.

Quando se optou por utilizar as trenas convencionais e não mais os LVDT's, para medição das deformações perimetrais, o sistema de aquisição de dados continuou sendo utilizado apenas para as leituras de carga.

As leituras das trenas foram feitas visualmente e registradas através de fotos concomitantemente às leituras de carga vertical.

A ruptura ocorreu de maneira abrupta caracterizando o material rochoso como frágil. O granito apresentou uma resistência à compressão de aproximadamente 240MPa contra 140MPa do basalto.

5.1.5 Leituras realizadas

No primeiro ensaio realizado, Teste 1, a carga vertical foi aplicada em incrementos de 100 kN, o que corresponde a uma tensão vertical média de 100 kPa. Após cada incremento de carga, aguardaram-se alguns instantes até a estabilização das deformações para efetuar as leituras da instrumentação.

A Figura 5.15 mostra parte das etapas de carregamento do Teste 1. Foram aplicados dois ciclos de carga e descarga. O primeiro ciclo foi até 380 kPa e o segundo ciclo foi até a ruptura do conjunto, muito próxima ao valor do primeiro ciclo, 400 kPa. A ruptura foi caracterizada por uma acentuada deformação vertical, sem aumento da carga.

Este primeiro ensaio serviu para avaliar a tensão de trabalho dos gabiões, considerada inferior ao limite máximo alcançado nos resultados apresentados no Capítulo 3 (superior a 1500 kPa).

Os resultados do Teste 1 são mostrados nos gráficos das Figuras 5.16 e 5.17. Na Figura 5.16 apresenta-se a deformação vertical total do conjunto de gabiões em função da tensão vertical aplicada, enquanto que na Figura 5.17 apresentam-se as deformações horizontais totais do gabião inferior e superior.

Os resultados da deformação horizontal se mostraram muito próximos, levando em conta que foi feita a medição em apenas uma das faces, que se desprezou o fato de que os LVDT's estavam fixos e que os gabiões se deslocavam tanto horizontalmente, em sua face externa, quanto verticalmente em todo seu conjunto. Isso pode ter gerado uma perda de informação, uma vez que o ponto de leitura do LVDT no gabião se moveu durante o ensaio.

No Teste 2 foram realizadas leituras da deformação perimetral e deformação vertical, como mostrado na Figura 5.6 e 5.7. As leituras, tanto de pressão quanto de deslocamentos, foram feitas após cada incremento de carga como no Teste 1. Os resultados desse ensaio estão apresentados na Figura 5.18.

Nos primeiros testes foram utilizados dois gabiões sobrepostos, totalizando 1,50 m de altura, em uma tentativa de realizar um único ensaio e obter informações tanto para uma caixa de 0,50 m de altura quanto para uma de 1,00 m de altura, porém as leituras foram representativas

apenas na caixa de 1,00 m de altura. Nos testes, utilizando as trenas convencionais, foram utilizados gabiões com 1,00 m de altura, desse modo, as leituras e a expectativa no formato do corpo de prova, após os testes, foram mais representativos, além de facilitar o processo de montagem dos instrumentos e aquisição dos dados.



Tensão vertical = 100 kPa



Tensão vertical = 200 kPa



Tensão vertical = 300 kPa



Tensão vertical = 400 kPa

Figura 5.15 - Teste 1 - Fases de carregamento e deslocamento do elemento gabião.

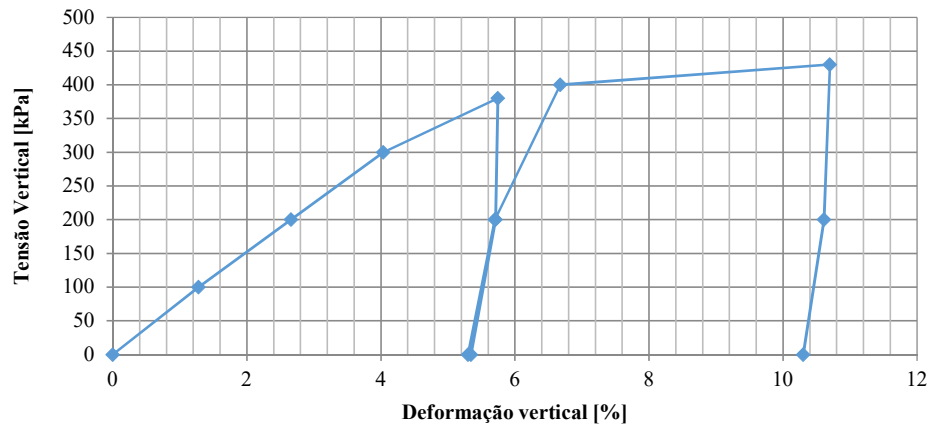


Figura 5.16 - Teste 1 - Curva que relaciona a tensão vertical com a deformação vertical.

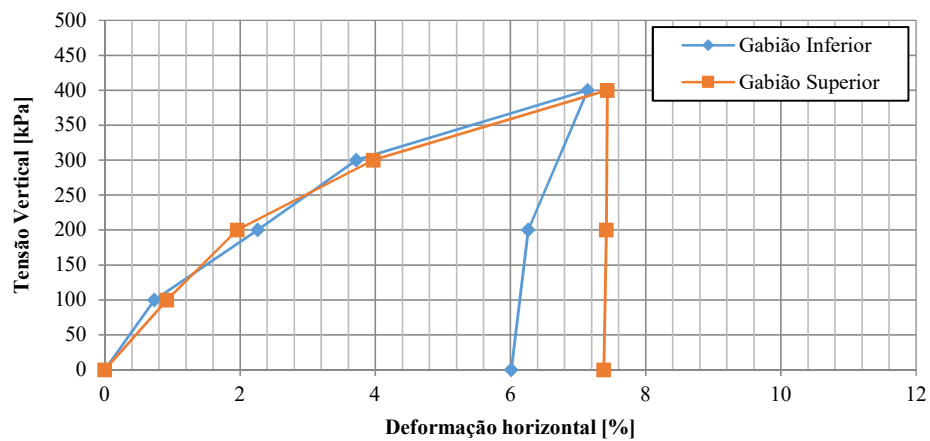


Figura 5.17 - Teste 1 - Curva que relaciona a tensão horizontal com a deformação vertical.

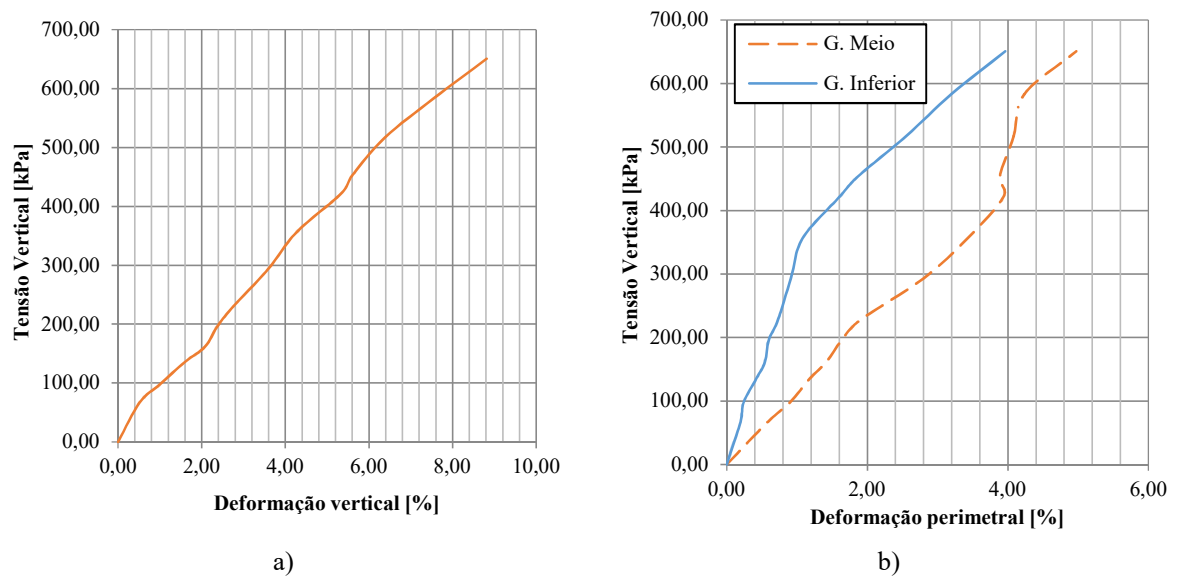


Figura 5.18 - Teste 2: a) curva que relaciona a tensão vertical com a deformação vertical; b) curva que relaciona a tensão vertical com a deformação circunferencial.

A Tabela 5.1 resume os principais resultados obtidos nos testes realizados na UNICAMP e no Apêndice A estão disponíveis os gráficos que mostram em detalhes os valores obtidos.

Tabela 5.1 - Resultados do teste de compressão não confinada realizados na UNICAMP

Teste	Altura (m)	Tipo de malha*	Tipo de rocha	Porosidade (%)	Tensão máxima (kPa)	Deformação vertical máxima (%)	Deformação perimetral máxima (%)	Deformação horizontal máxima (%)
1	1,5 (0,5-1,0)	8x10-2,7-MVH	granito	37,23	430,00	10,70	-	7,43
2	1,5 (0,5-0,5-0,5)	8x10-2,7-MVH	granito	40,33	503,91	4,41	4,97	
3	1,5 (0,5-1,0)	10x12-3,0-MVH	granito	40,20	290,55	9,22	16,20	
4	1,5 (0,5-1,0)	8x10-2,7-MH	granito	39,52	350,45	6,92	3,95	
5	1,5 (0,5-1,0)	8x10-2,7-MVH	granito	41,81	210,27	7,33	6,80	
6	1,5 (0,5-1,0)	8x10-2,7-MVH	granito	39,22	258,26	8,12	5,32	
7	1,0	8x10-2,7-MVH	granito	37,33	420,53	5,75	4,28	
8	1,0	8x10-2,7-MVH	basalto	37,30	420,53	9,35	3,28	
9	1,0	10x12-2,7-MV	basalto	38,90	365,36	12,23	10,59	
10	1,0	6x8-2,4-MVH	basalto	38,20	645,66	11,78	6,78	

*abertura do hexágono-diâmetro do arame-orientação da malha (MVH – Malha na direção vertical e horizontal)

5.1.6 Observações sobre as leituras

Observou-se durante os ensaios que o deslocamento horizontal nas bordas do gabião era quase imperceptível, havendo então um rearranjo no comprimento do arame de borda devido ao efeito de tração na malha metálica (Figura 5.19a, 5.19b, 5.19c). Em uma vista superior (Figura 5.20) é possível definir “arcos” nas faces do gabião e, desse modo, aproximar os deslocamentos horizontais nas faces, supondo que ocorrem todos simetricamente.

Baseado na aproximação apresentada na Figura 5.20b, calcula-se o comprimento da flecha formada por um dos arcos na face do gabião, admitindo-se que a deformação perimetral é uniforme, portanto, formam-se quatro arcos iguais ao longo dos quatro lados da Figura 5.20b.

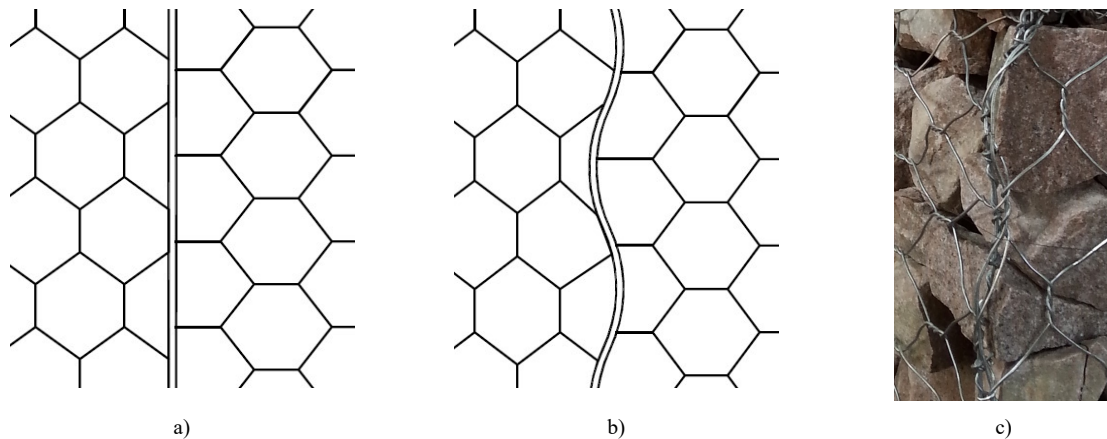


Figura 5.19 - Comportamento do arame de borda durante o teste de compressão; a) esquema da condição inicial; b) esquema da condição final; c) foto que ilustra a condição final do arame de borda, após o término do ensaio.

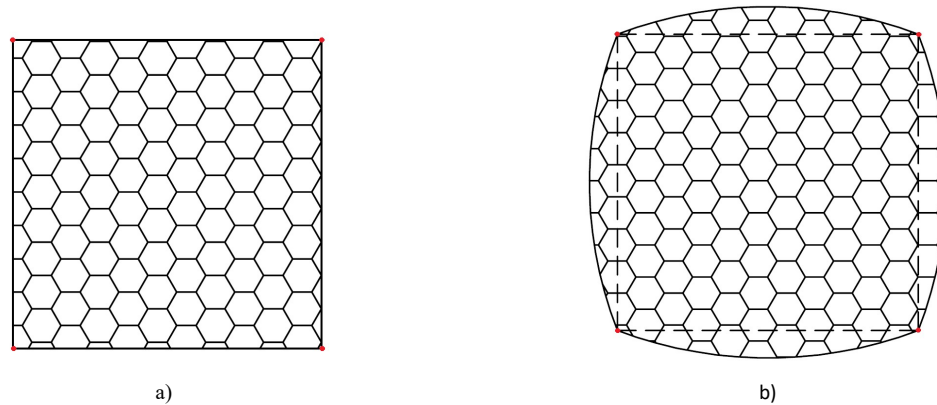


Figura 5.20 - Esquema de uma vista superior do gabião: a) início do ensaio; b) término do ensaio, mostrando que as bordas não se deslocam da mesma maneira que o painel de tela metálica lateral.

Tendo como referência o Teste 2, tem-se o semi-perímetro do gabião como sendo de 2,00 m (Figura 5.5b). O valor máximo da deformação perimetral do gabião do meio (Figura 5.18b) é de 4,97%, tem-se, portanto, um semi-perímetro total deformado de 2,10 m. Admitindo-se que são formados arcos idênticos ao longo do perímetro deformado, o comprimento de um desses arcos é de 1,05 m e a partir desse valor é possível calcular o comprimento da flecha, aproximando esse “arco” a uma parábola. Ao utilizar o comprimento do arco para calcular a deformação, tem-se que: $\varepsilon = [(1,05 - 1,00)/1,00] \cdot 100 = 5,00\%$, esse valor está muito próximo do medido, 4,97%, ou seja, o cálculo do comprimento do arco é uma boa aproximação.

Como foi comentado no item 5.1.5, o critério de ruptura adotado para o ensaio foi uma acentuada deformação vertical, sem aumento da carga (Figura 5.21), isso caracterizou a ruptura teórica do teste uma vez que o gabião não possuía mais capacidade de aportar carga e as deformações se tornavam tão acentuadas que punham em risco as condições do ensaio, pois em alguns casos o aparato metálico que distribuía a carga começava a se inclinar. Esse critério

de ruptura também foi aceito como válido, pelo fato de que em uma condição real de obra esse nível de deformação não seria aceitável.



Figura 5.21 - Deformação acentuada do gabião.

Outro ponto importante observado, foi que em nenhum momento a malha metálica se rompeu. A mesma sofreu alongamento, deformou-se perdendo sua forma inicial, mas nenhum arame se rompeu.

Ao realizar a desmontagem dos gabiões após os testes observou-se que os arames utilizados como tirantes, colocados durante a montagem, estavam rompidos (Figura 5.22a) e que a ruptura ocorreu por tração, ou seja, foi possível perceber uma redução da seção no ponto onde o arame estava rompido (Figura 5.22b).



a)



b)

Figura 5.22 - Desmontagem dos gabiões. Tirantes rompidos.

Durante os testes foi possível perceber que as deformações começavam a aumentar a partir do momento que o primeiro tirante se rompia. Em alguns momentos do ensaio essa

ruptura era visível, pois o tirante se rompia no trecho que estava preso a malha do gabião, em outros momentos não era visível, mas era possível constatar um abrupto abaulamento na parede lateral do gabião, exatamente no ponto onde o tirante estava localizado (Figura 5.23). Essa ruptura só foi oficialmente constatada após a desmontagem.

A medida da porosidade para os gabiões foi feita por um processo de amostragem e pesagem das pedras durante o desmonte das amostras após os ensaios. Cada metro cúbico de gabião pesou em média 1600 kg, tem-se então uma massa específica aproximada de 1,60 g/cm³. A massa específica dos sólidos utilizados como material de enchimento foi de aproximadamente 2,60 g/m³. A relação entre a massa específica do gabião e do material de enchimento fornece a porosidade para o gabião, $\eta = [1 - (1,6 / 2,6)].100 = 38,5\%$. Este é um valor aproximado; os valores das amostras variaram entre 37% e 41%.



Figura 5.23 - Tirante rompido durante o ensaio.

Assim como não se constatou, durante os ensaios, a ruptura dos arames que compõem a malha hexagonal metálica, também não foi constatado ruptura nos arames que compõem as amarrações das bordas do gabião. Não se constatou abertura, folga ou rompimento dos arames utilizados na amarração das arestas do gabião tipo caixa. Durante o desmonte dos gabiões, após o ensaio, todos os arames utilizados na montagem da caixa, precisaram ser cortados para a sua abertura. A Figura 5.24 mostra um gabião tipo caixa que foi preservado após a retirada cuidadosa das pedras.



Figura 5.24 - Gabião tipo caixa após o ensaio e retirada das pedras.

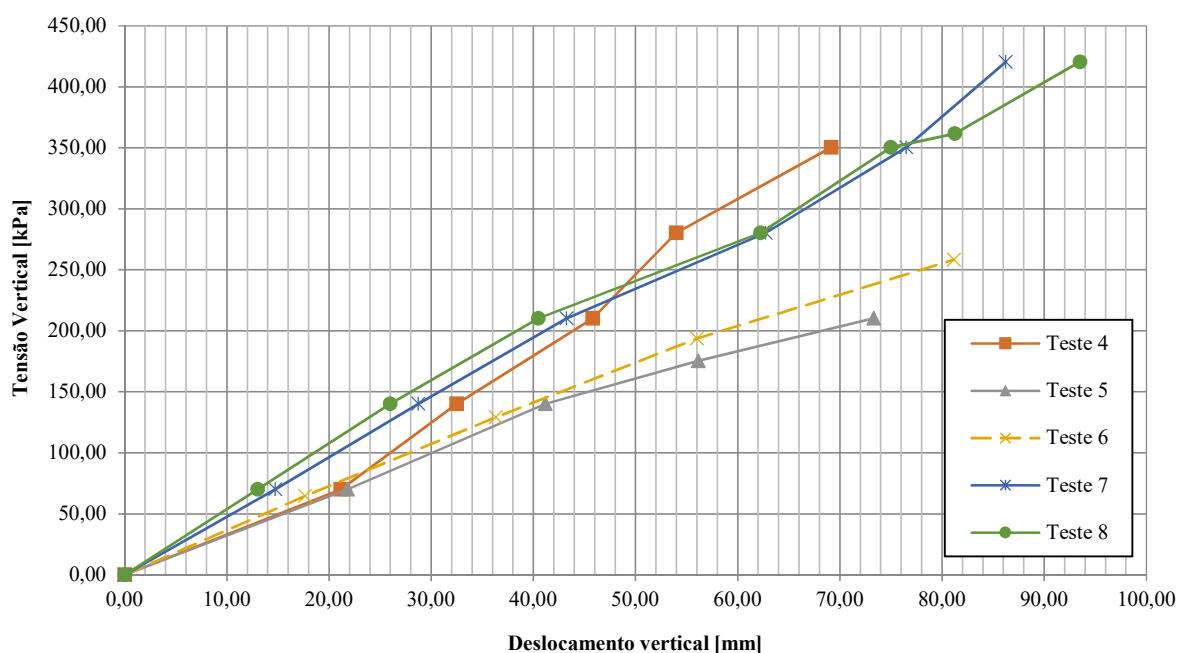


Figura 5.25 - Gabião tipo caixa após o ensaio e retirada das pedras.

A Figura 5.25 apresenta um resumo dos ensaios realizados em gabiões com rede em malha hexagonal dupla torção tipo 8x10 e diâmetro 2,70 mm do arame, com exceção dos dois primeiros já apresentados e no Apêndice A estão disponíveis os gráficos que mostram em detalhes os valores obtidos em todos os ensaios realizados. O gabião apresenta uma capacidade de carga média de 350,00 kPa e um deslocamento vertical médio de 80,00 mm, ou seja, levando em consideração uma caixa de um metro de altura tem-se 8% de deformação vertical média. Os menores valores de capacidade de carga foram alcançados quando o gabião apresentou uma porosidade de aproximadamente 40%.

5.2 Ensaio de compressão - IIT

Após os testes realizados na UNICAMP, iniciou-se uma campanha de ensaios no *Indian Institute of Technology* (IIT – Roorkee), em Roorkee na Índia, uma vez que o laboratório deste instituto consta de equipamentos que satisfazem os requisitos desta pesquisa.

5.2.1 Planejamento dos ensaios

A proposta de trabalho já iniciada com a UNICAMP se baseou em 10 testes de compressão não confinada nos gabiões como já apresentado na seção 5.1, enquanto que no IIT a proposta foi realizar testes de compressão confinada, não confinada e de cisalhamento direto, além de avaliar outros tipos de malha hexagonal de dupla torção.

O principal diferencial do trabalho realizado no IIT – Roorkee está no equipamento existente nesse instituto. Trata-se de uma prensa de cisalhamento direto para blocos de rocha (0,75 m x 0,75 m x 1,00 m), com capacidade de carga normal de 1500 kN e de carga cisalhante de 2000 kN (Figura 5.26), o que permite ensaiar elementos gabiões próximos a escala real e assim obter outros parâmetros, além daqueles já obtidos na UNICAMP.



Figura 5.26 - Prensa de Cisalhamento Direto para blocos de Rocha – IIT – Roorkee.

A caixa de cisalhamento é colocada sobre rolos que permitem seu movimento durante o ensaio. Quando o cisalhamento está ocorrendo a metade inferior da caixa é deslocada e a mesma pode voltar à posição original usando um macaco (Figura 5.26).

Esse mesmo equipamento foi adaptado para realizar o ensaio de compressão sem confinamento lateral e com confinamento lateral, para isso foi construída uma plataforma para apoiar o gabião e uma caixa metálica confinando os três lados, respectivamente.

5.2.2 Características de montagem dos gabiões

A fim de otimizar o processo de produção das amostras de gabião, a montagem dos corpos de prova foi feita fora do local da prensa para que posteriormente fossem transportados e posicionados no local do ensaio (Figura 5.27a). Desse modo foi possível produzir mais gabiões sem a necessidade de aguardar a liberação do espaço onde o ensaio era feito, a exemplo do que ocorreu na UNICAMP. Os gabiões utilizados no ensaio de compressão confinada (Figura 5.27b) e no ensaio de cisalhamento direto foram instalados diretamente na caixa do equipamento, devido à dificuldade de içamento e colocação dentro desta, quando previamente montados.

Para o ensaio de cisalhamento direto foram propostas duas condições para o ensaio: um primeiro ensaio preenchendo a caixa de cisalhamento apenas com pedras de diâmetro equivalente aquelas utilizados no preenchimento do gabião (Figura 5.28a) e um outro preenchendo a caixa de cisalhamento com o próprio gabião (Figura 5.28b). Como a caixa de cisalhamento tem dimensões um pouco inferiores aquelas de um gabião convencional, foi produzido um gabião especial que coubesse nas dimensões estabelecidas pelo equipamento.

No ensaio realizado apenas com pedras, a caixa de cisalhamento foi preenchida em etapas de três camadas, a fim de acomodar da melhor maneira as pedras e reduzir a quantidade de vazios.

O gabião foi preenchido do mesmo modo, diferindo apenas pela presença da malha metálica e pelo uso de tirantes de arame a cada terço da altura. No final da etapa de preenchimento o corpo de prova foi nivelado e selado pela tampa metálica da caixa de cisalhamento.

Amarrações padrões foram feitas na malha metálica, a fim de manter o corpo de prova o mais próximo possível da condição de instalação feita na UNICAMP.



Figura 5.27 - Gabião previamente montado: a) amostra para ensaio de compressão simples (sem confinamento lateral); b) amostra para ensaio de compressão confinada.



Figura 5.28 - Preenchimento da caixa de cisalhamento direto: a) ensaio de cisalhamento direto sem malha metálica; b) ensaio de cisalhamento direto com malha metálica.

5.2.3 Instrumentos utilizados

Para os ensaios de compressão simples, procedimentos similares àqueles feitos nos ensaios da UNICAMP foram realizados nas leituras. A diferença principal está na aquisição dos deslocamentos verticais, medidos com transdutores sobre a placa metálica, ao invés das leituras através das réguas e teodolito. A Figura 5.29a mostra a indicação dos principais instrumentos utilizados no ensaio de compressão não confinada.

No ensaio de compressão confinada (Figura 5.29b) foram utilizados os mesmos artifícios de leitura utilizados no ensaio não confinado, diferindo pelo fato de que os fios de nylon presos as trenas foram ligados de uma aresta a outra da face exposta do gabião, ao invés de envolver todo o gabião e nas paredes laterais foi usado um lubrificante pastoso de alta viscosidade (graxa) para reduzir o atrito de contato entre as paredes da caixa metálica e o gabião.

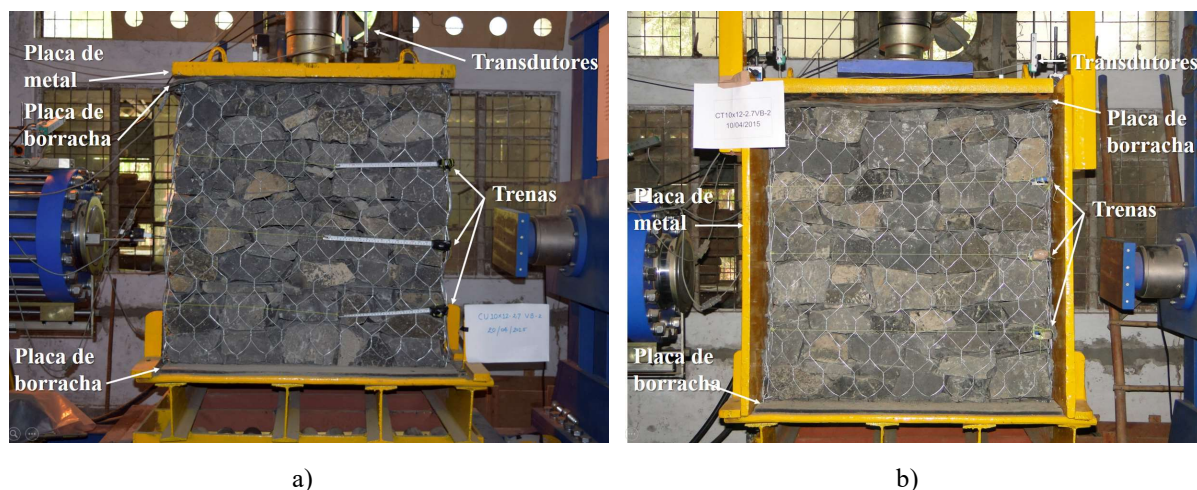


Figura 5.29 - Equipamentos utilizados nos ensaios: a) compressão não confinada; b) compressão confinada.

Para os ensaios de cisalhamento foram instalados dois transdutores horizontais e quatro verticais para realizar as leituras das deformações horizontais e verticais, respectivamente. Um cilindro de carga aplica, sobre a metade superior da caixa de cisalhamento, uma pressão normal uniformemente distribuída. Este equipamento é baseado no mecanismo *Servo Hydraulic Closed Loop Feedback* (Figura 5.30).



Figura 5.30 - Detalhes da prensa de cisalhamento.

Esse equipamento é automatizado e pode controlar tanto a tensão quanto o deslocamento aplicado no teste. Alguns detalhes técnicos do equipamento são dados a seguir:

- Capacidade de carga Normal - 1500 kN
- Capacidade de carga cisalhante - 2000 kN
- Modo de controle de carga - 1 kN/s – 10 kN/s
- Controle de deslocamento – 0,001 mm/s – 1 mm/s

5.2.4 Características do material de enchimento

Foram utilizadas pedras basálticas trazidas da cidade de Madhya Pradesh. O material utilizado foi ajustado para as dimensões de 150 mm a 250 mm, de acordo com os requisitos de enchimento do gabião, isto é, 1 a 2,5 vezes a abertura da malha do gabião. As pedras apresentaram massa específica de 2,82 g/cm³. A Tabela 5.2 mostra as propriedades das pedras utilizadas no estudo.

Tabela 5.2 - Propriedades das pedras utilizadas.

Referência	Propriedade	Resultado
1	Tipo da Pedra	Basalto
2	Cor	Verde escuro
3	Tamanho	150 mm – 250 mm
4	Massa específica	2,82 g/cm ³
5	Tensão	90 MPa

5.2.5 Leituras realizadas

Os ensaios de compressão não confinada foram similares aos realizados na UNICAMP. A principal diferença é que todos os ensaios foram conduzidos apenas com rede em malha hexagonal tipo 10x12, 2,7 mm.

Tanto no ensaio de compressão confinada e não confinada, a carga vertical foi aplicada com um macaco hidráulico de 1500 kN de capacidade. A medição da carga foi feita por um sistema eletrônico conectado ao macaco hidráulico, em incrementos de 50,00 kN.

Após cada incremento, a carga foi mantida constante durante algum tempo até a deformação se estabilizar. Em seguida, as leituras verticais e horizontais (perímetro) foram feitas.

No equipamento de cisalhamento o ensaio foi conduzido em diferentes níveis de tensão normais, 80 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa, tanto para o ensaio com a caixa preenchida

apenas com pedras, quanto para o ensaio com o gabião. Os testes foram conduzidos a uma taxa de deslocamento constante de 0,4 mm/min até 10% do comprimento da amostra, isto é, 75 mm. Foram realizados diversos ensaios, apenas com as pedras e com o gabião, a fim de obter pontos suficientes para gerar uma curva que se aproximasse da reta de Coulomb e desse modo obter o valor do ângulo de atrito e coesão estimada do material, além de correlacionar os resultados e verificar a influência da malha metálica como involucro das pedras (Figura 5.31).

As Tabelas 5.3 e 5.4 resumem os principais resultados obtidos nos testes realizados no IIT para o ensaio de cisalhamento direto sem e com gabião, respectivamente. No Apêndice B estão disponíveis os gráficos que mostram em detalhes os valores obtidos.

Tabela 5.3 - Ensaio de cisalhamento direto rocha basalto – sem gabião

Corpo de prova	Pressão Normal (kPa)	Força Máxima Cisalhante (kN)	Porosidade (%)	Tensão de Cisalhamento (kPa)
1	80,00	50,00	30,20	96,35
2	100,00	57,00	30,50	104,35
3	150,00	82,00	30,60	160,83
4	200,00	121,00	30,80	225,87

Tabela 5.4 - Ensaio de cisalhamento direto rocha basalto – com gabião

Corpo de prova	Pressão Normal (kPa)	Força Máxima Cisalhante (kN)	Porosidade (%)	Tensão de Cisalhamento (kPa)
1	80,00	164,00	32,60	315,67
2	100,00	175,00	32,60	339,01
3	150,00	214,00	31,70	420,71
4	200,00	243,00	32,00	480,88

Para a determinação do valor da tensão de cisalhamento, a partir da força cisalhante, foi feita uma correção na área da superfície de deslizamento, considerando que a área corrigida é igual a área original (0,5625 m²) reduzida pelo percentual do deslocamento cisalhante. A Tabela 5.5 resume os principais resultados obtidos nos testes realizados no IIT para o ensaio de compressão confinada dos gabiões. No Apêndice B estão disponíveis os gráficos que mostram em detalhes os resultados obtidos.

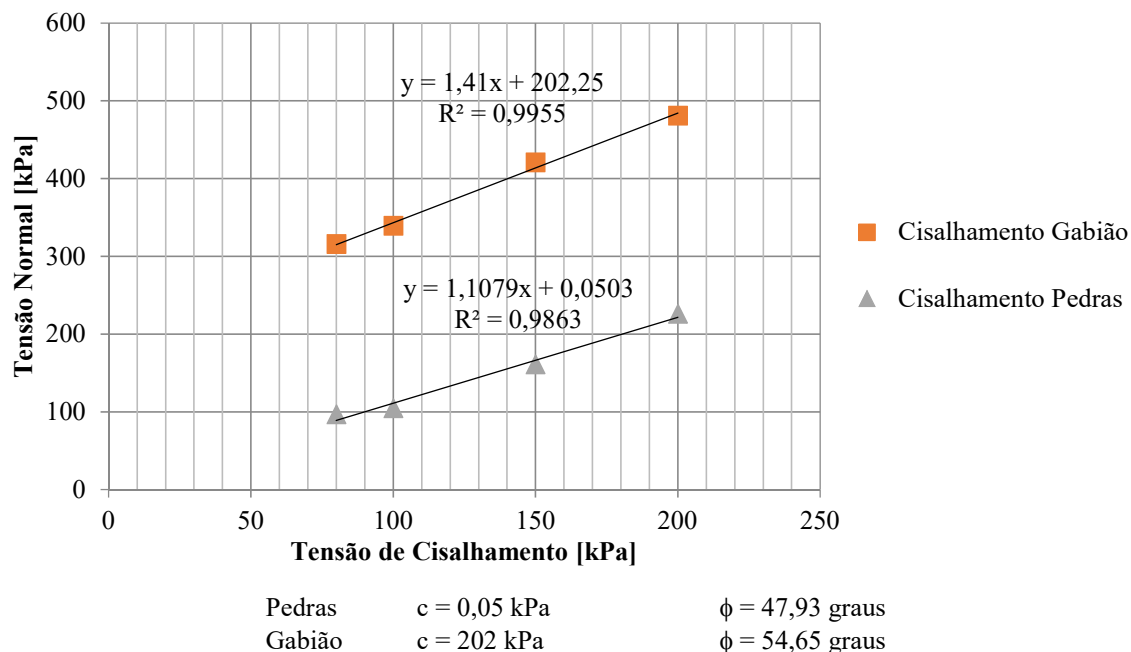


Figura 5.31 - Curva Tensão de Cisalhamento versus Normal, para condição com e sem gabião.

Tabela 5.5 - Resultados do teste de compressão confinada realizados no IIT

Teste	Deslocamento vertical máximo (mm)	Deslocamento horizontal máximo (mm)	Porosidade (%)	Carga de compressão (kPa)
1	60,30	17,66	37,66	504,00
2	64,83	14,33	35,87	546,00
3	71,00	17,00	35,40	525,00

5.2.6 Observações sobre as leituras

O ensaio de compressão confinada apresentou comportamento similar ao ensaio realizado em condição não confinada, diferindo principalmente pelos deslocamentos verticais menores e um sensível aumento na magnitude das cargas suportadas pelo gabião (Figuras 5.32 e 5.33). Um outro diferencial foram as leituras das deformações perimetrais. Para esse ensaio as trenas convencionais foram fixadas nas bordas da face externa sem confinamento e as leituras feitas se referem ao arco formado por essa face. O critério de ruptura do ensaio também foi o mesmo adotado pela condição não confinada, ou seja, caracterizado por uma acentuada deformação vertical, sem aumento da carga.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto mostram claramente a influência da malha metálica, representada por um aporte de resistência coesiva com um ângulo de atrito interno praticamente constante em ambas as envoltórias.

O valor médio da porosidade calculada nos ensaios foi inferior aos obtidos nos ensaios na UNICAMP (em torno de 3%), o que pode caracterizar um aumento significativo no valor da pressão vertical máxima.

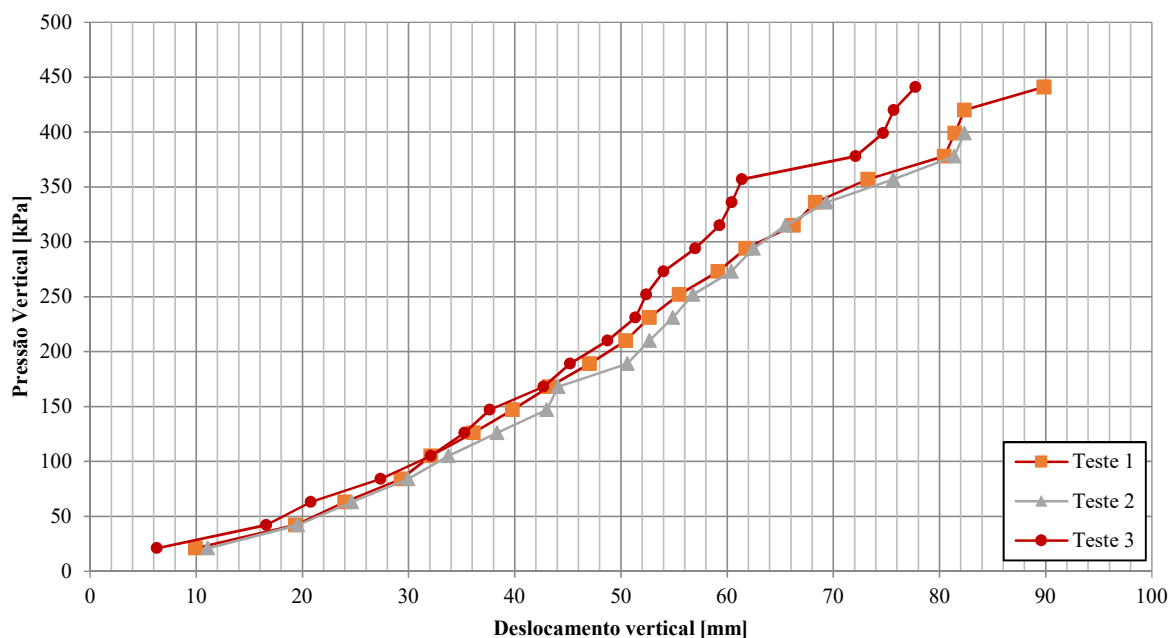


Figura 5.32 - Resultado dos ensaios de compressão não confinada, malha tipo 10x12, diâmetro 2,70mm.

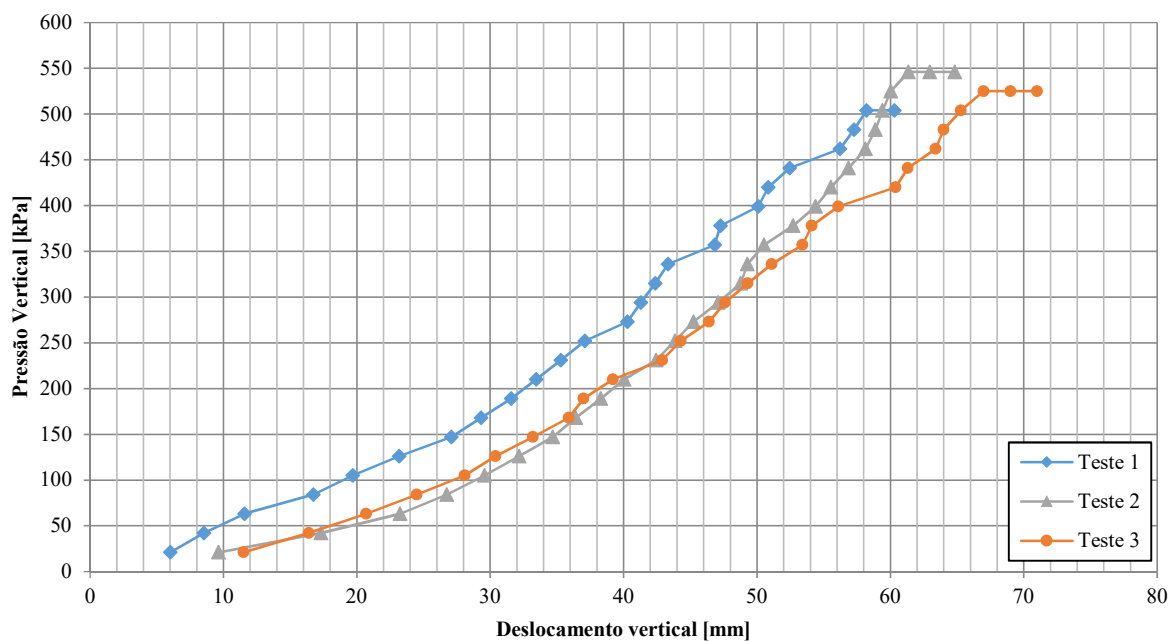


Figura 5.33 - Resultado dos ensaios de compressão confinada, malha tipo 10x12, diâmetro 2,70mm.

5.3 Ensaio de compressão - ISMGEO

O laboratório experimental de Bergamo na Itália, *Istituto Sperimentale Modelli Geotecnici* (ISMGEO S.r.l.) realizou, em nome da empresa *Maccaferri Innovation Center S.r.l.* (MIC), uma campanha experimental de laboratório composta por ensaio de compressão, com o objetivo de caracterizar o elemento gabião. Parte da experiência adquirida no Brasil e na Índia foi incorporada nos ensaios feitos, agregando o conhecimento provenientes dos laboratoristas italianos a essa pesquisa, além de novos equipamentos e novas formas de leitura, como os deslocamentos horizontais.

5.3.1 Planejamento dos ensaios

Programa de teste previu a realização e ensaios de compressão sem confinamento, com confinamento (os chamados ensaios monotônicos). Essa nova campanha de ensaios culmina em uma forma de padronização do ensaio de compressão em gabiões e uma alternativa para viabilizar a importância da malha metálica em malha hexagonal, ou seja, com o uso de novos equipamentos e leituras baseadas nas experiências adquiridas nos outros dois continentes, é possível se certificar dos valores de capacidade de carga do elemento gabião.

Foram realizados ensaios em dois tipos de malhas metálicas, a malha tipo 8x10 e 10x12, com calibre de arame variando entre 2,7 mm e 3,00 mm, uma vez que esses são os materiais mais presentes nas aplicações de muros de arrimo com gabiões.

Por se tratar de uma campanha de ensaios totalmente privada, os ensaios foram programados de acordo com a disponibilidade imposta pelo ISMGEO e a montagem dos gabiões foi feita por empresa privada, desvinculada do laboratório ou dos membros da pesquisa. Tem-se, portanto, um trabalho coordenado e ligado a profissionais especializados em suas áreas, isso garante a qualidade do trabalho e validação dos resultados obtidos.

5.3.2 Características de montagem dos gabiões

Todas as amostras de gabião foram montadas segundo as etapas descritas no Capítulo 3 e respeitaram as mesmas condições de montagem dos ensaios nos laboratórios anteriores. Como feito no IIT, os gabiões foram preenchidos e montados fora do local do ensaio,

desvinculando o processo de montagem do programa de ensaios. Os gabiões foram estocados sobre pedaços de madeira que simulam um “paleta” (Figura 5.34a), desse modo foi possível manusear as amostras com equipamento mecanizado dentro do espaço do laboratório. A Figura 5.34b mostra os gabiões estocados no interior do laboratório. A Figura 5.35a mostra o transporte da amostra de gabião com empilhadeira e a Figura 5.35b mostra seu posterior içamento para posicionamento na prensa de compressão.



a)



b)

Figura 5.34 - Montagem dos gabiões: a) gabiões previamente montados; b) gabiões estocados no interior do laboratório.



a)



b)

Figura 5.35 - Manuseio da amostra de gabião: a) transporte do gabião com empilhadeira; b) içamento para colocação no local da prensa.

5.3.3 Instrumentos utilizados

Os ensaios de compressão confinada e não confinada foram realizados usando uma barra de reação projetada para uma carga de até 3000 kN, que aloja um pistão de dupla ação para aplicar a carga vertical até 1000 kN, com pressão de óleo até 21000 kPa e curso 350 mm (Figura 5.36a). Os testes foram realizados em taxa constante de deformação.

Para todos os ensaios foi fabricado um aparato metálico para distribuir a carga transmitida pelo pistão sobre a amostra de gabião (Figura 5.36b) e uma caixa metálica que confina três lados do gabião para o ensaio de compressão confinada (Figura 5.36c).

A carga aplicada é controlada por uma célula de carga (carga máxima em qualquer teste ou aplicação específica, 2000 kN, linearidade $\pm 0,01\%$). Os deslocamentos verticais da parte superior da amostra são medidos por três transdutores de deslocamento (potenciômetro - 200 mm, linearidade $\pm 0,05\%$) colocados nos cantos da placa de carga. A Figura 5.37 mostra um esquema de como os instrumentos foram distribuídos nas amostras confinadas e não confinadas.

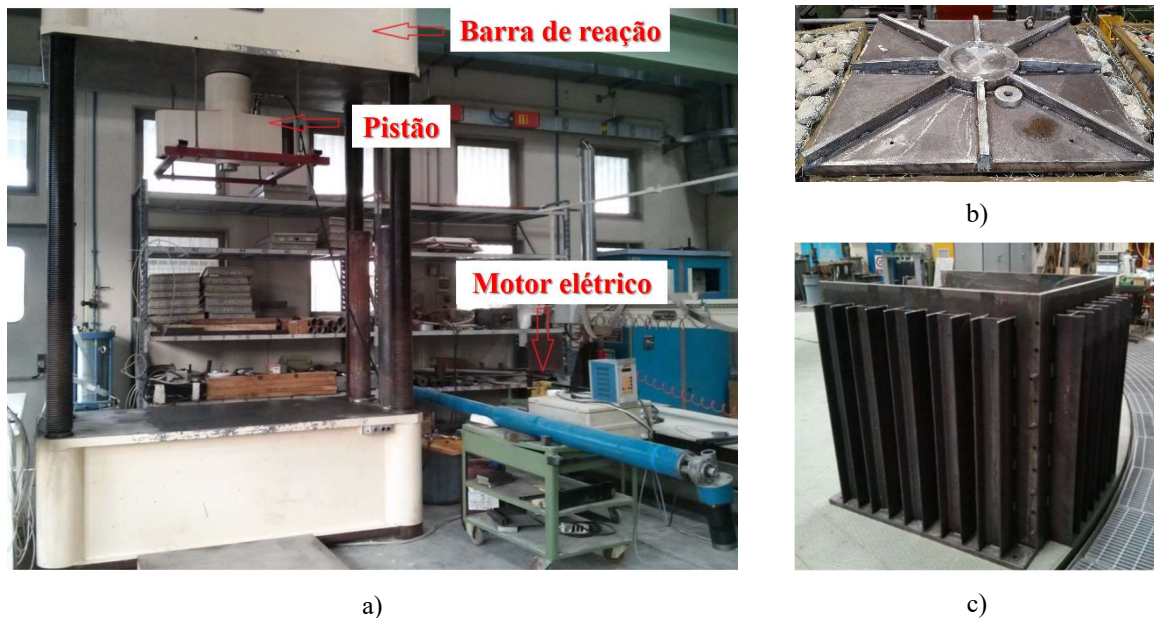


Figura 5.36 - Equipamentos ISMGEO: a) aparelho de teste de compressão; b) aparato de aço para aplicação da carga; c) caixa metálica para o ensaio de compressão confinada.

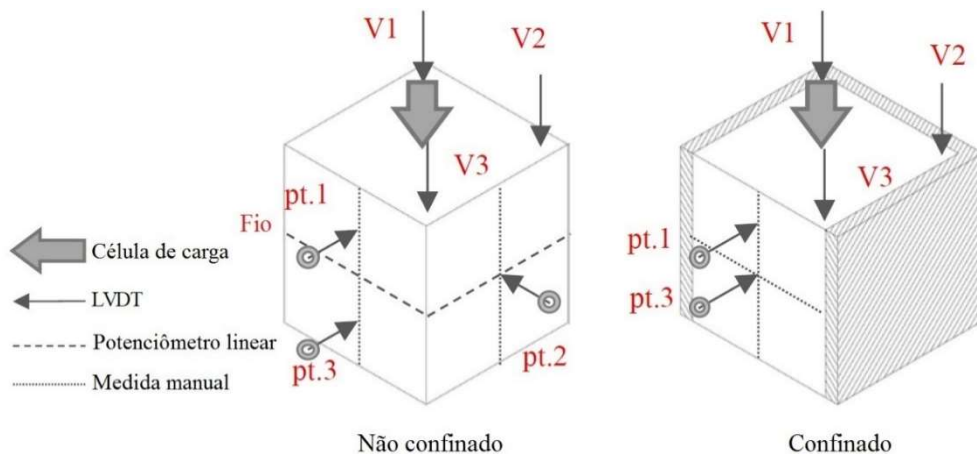


Figura 5.37 - Posição dos transdutores de deslocamento e potenciômetro de fio para testes de compressão não confinada e confinada.

5.3.4 Características do material de enchimento

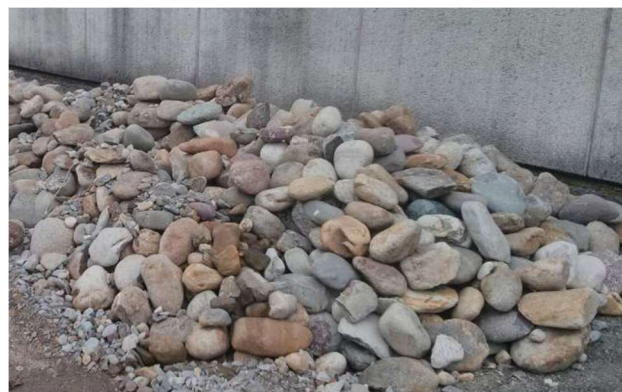
Foram utilizados dois tipos de pedras para os testes, pedra arredondada de rio e calcário (Figura 5.38). O material utilizado foi ajustado para as dimensões de 150 mm a 250 mm, de acordo com os requisitos de enchimento do gabião, isto é, 1 a 2,5 vezes a abertura da malha do gabião. A Tabela 5.6 apresenta as propriedades mecânicas do material utilizado.

Tabela 5.6 - Propriedades das pedras utilizadas.

Lote	Rocha	Peso específico (kN/m ³)	Resistência à compressão (MPa)
1	Calcário	26,59	131,70
1	Calcário	26,59	162,80
2	Calcário	26,64	85,90
2	Calcário	26,58	84,90
2	Calcário	26,61	98,10
1	Calcária arredondada	25,88	170,20
1	Calcária arredondada	25,84	175,60



a)



b)

Figura 5.38 - Material de enchimento: a) rocha calcária; b) rocha arredondada.

5.3.5 Leituras realizadas

Para os ensaios em condição não confinada, os deslocamentos laterais foram medidos monitorando duas faces laterais consecutivas, uma em dois pontos alinhados e outra em um único ponto central (Figura 5.37).

Uma face possui dois transdutores de roto-translação (2 transdutores - 200 mm, linearidade $\pm 0,05\%$ e 2 sensores rotativos, linearidade $\pm 45^\circ$) para medir o deslocamento vertical e horizontal do gabião em um terço e dois terços da altura do gabião (altura das tirantes).

A outra face tem um transdutor de roto-translação (1 transdutor - 200 mm, linearidade $\pm 0,05\%$ e 1 sensor rotativo, linearidade $\pm 45^\circ$) para medir o deslocamento vertical e horizontal do gabião na metade da altura. O fato de haver sensores rotativos no transdutor permite acompanhar o deslocamento em um ponto fixo sem perder a leitura, experiência adquirida do primeiro ensaio realizado na UNICAMP, uma vez que o ponto no qual se mede o deslocamento horizontal se move durante o deslocamento vertical da amostra. O deslocamento perimetral também foi monitorado com um potenciômetro linear (1000 mm) posicionado na metade da altura do gabião, ao longo do perímetro.

Para os testes em condição lateral confinada, os deslocamentos da única face lateral não confinada foram medidos por dois transdutores de roto-translação. Eles foram posicionados em dois terços (da parte inferior) e metade da altura do gabião (Figura 5.37 e 5.39a).



a)



b)

Figura 5.39 - Ensaio de compressão em gabiões: a) ensaio de compressão com confinamento lateral; b) ensaio de compressão sem confinamento lateral.

5.3.6 Observações sobre as leituras

Os ensaios realizados sob condição confinada foram similares aos realizados no IIT, diferindo pelo número de instrumentos utilizados e pelos LVDT's presos a uma haste que possibilitava que os mesmos basculassem. Isso foi feito porque ao fixar um ponto para realizar a leitura, o transdutor não se mantinha na mesma posição durante a deflexão da tela. Esse procedimento permitiu determinar o deslocamento horizontal em um mesmo ponto durante todo o ensaio. O valor da porosidade média obtida para os gabiões montados foi de 40%, valor este superior aos obtidos nas outras duas campanhas de ensaio realizadas.

O critério de ruptura foi estabelecido no ponto onde ocorre uma acentuada deformação vertical, sem aumento da tensão vertical. Observou-se que este ponto ocorre em geral a 8% de deformação vertical. A partir desse critério foram determinados os valores apresentados na Tabela 5.7. No Apêndice C estão disponíveis os gráficos que mostram em detalhes os resultados obtidos.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 5.7, o valor da tensão vertical máxima da condição confinada é de aproximadamente 3 (três) vezes o da condição não confinada e a relação entre a tensão vertical máxima da caixa de gabião de 0,50 m é de aproximadamente 1,50 vezes superior ao valor da caixa de 1,00 m.

Tabela 5.7 - Tensão vertical máxima para os gabiões sob condição confinada e não confinada.

Condição confinada		
Gabião	Tensão vertical máxima (kPa)	Deslocamento vertical (mm)
8x10, 2,7mm – 1,00m	893	105
8x10, 2,4mm – 1,00m	997	143
10x12, 2,7mm – 1,00m	940	115
8x10, 2,7mm – 0,50m	1412	69
8x10, 2,4mm – 0,50m	1695	85
10x12, 2,7mm – 0,50m	1300	74
Condição não confinada		
Gabião	Tensão vertical máxima (kPa)	Deslocamento vertical (mm)
8x10, 2,7mm – 1,00m	322	121
8x10, 2,4mm – 1,00m	310	122
10x12, 2,7mm – 1,00m	283	80
8x10, 2,7mm – 0,50m	504	47
8x10, 2,4mm – 0,50m	485	45
10x12, 2,7mm – 0,50m	382	40

6. Análise numérica dos gabiões

Baseado na abordagem numérica explicitada no Capítulo 4, foi criado um modelo da malha metálica para simular o ensaio de puncionamento e um outro modelo que simula o gabião utilizando o *software open-source* YADE-DEM (Šmilauer et al., 2010).

O modelo da malha metálica foi calibrado baseado em resultados de ensaio segundo a norma ASTM A975 e o modelo do gabião foi calibrado baseado nos resultados obtidos nesta pesquisa e apresentados no Capítulo 5.

Foram utilizados os mesmos parâmetros definidos por Bertrand et al (2008) e que mais tarde foram empregados por Thoeni et al. (2011) na plataforma do *software* YADE-DEM. O passo de tempo crítico do modelo numérico proposto por Bertrand (2006) foi empregado.

6.1 Simulação numérica do ensaio de puncionamento

Baseado no estudo numérico iniciado por Thoeni et al. (2011), que calibra a malha hexagonal de dupla torção em elementos discretos, foi criado um script na linguagem Python, que permite automatizar as tarefas e funcionalidades do YADE. Esse novo modelo foi calibrado e aferido segundo os resultados dos ensaios de puncionamento baseados na ASTM A975-11, pois essa norma faz referência a painéis com 1,00 m x 1,00 m, algo que se aproxima das dimensões propostas para os gabiões. Essa avaliação se fez necessária, uma vez que a base de calibração do modelo, proposta por Thoeni et al. (2011), faz referência à norma UNI 11437/2012, que especifica painéis com dimensões de 3,00 m x 3,00 m.

A malha metálica foi discretizada de maneira que simula um painel de 1,0 m x 1,0 m, composto por esferas conectadas remotamente. Foi modelado um disco de diâmetro de 350 mm composto por um aglomerado de esferas, a fim de simular o agente responsável pela aplicação de carga sobre a malha (Figura 6.1).

Este disco se move em direção à malha tendo todas as direções restringidas, exceto a direção perpendicular à malha discretizada. A força e o deslocamento do disco em contato com a malha, durante o movimento, foram registrados, permitindo criar uma curva comparável

à obtida no ensaio de puncionamento real. A simulação foi finalizada quando a primeira conexão remota entre as esferas da malha se rompeu.

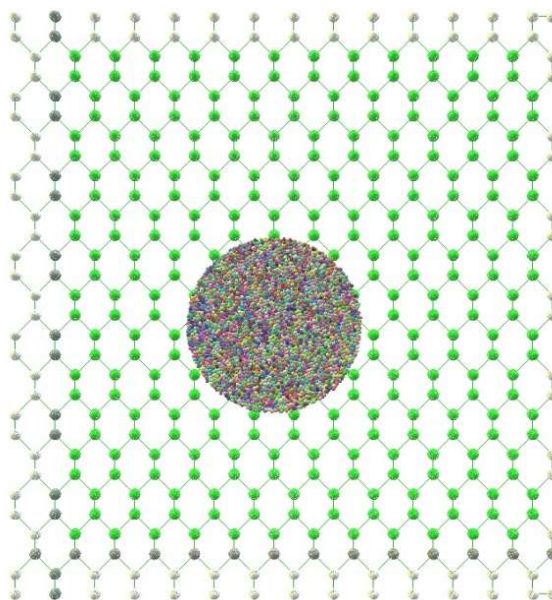


Figura 6.1 - Discretização do painel de malha hexagonal e do disco de aplicação de carga.

Como as dimensões do novo modelo em elementos discretos são menores que as inicialmente propostas por Thoeni et al. (2011), foram avaliadas as características da curva tensão/deformação do arame, determinadas por ensaios de tração. Com isto, buscou-se aferir os dois parâmetros, λ_u e λ_F (Capítulo 4), introduzidos para definir o modelo de fio estocástico distorcido.

Na Figura 6.2, percebe-se uma diferença significativa no trecho de baixas deformações, entre a curva utilizada por Thoeni et al. (2011) e a curva para amostras de arames de aço utilizados para produção das malhas hexagonais de dupla torção em 2016. Esse tipo de diferenciação pode não trazer grande influência no ensaio de puncionamento baseado na UNI 11437/2012, pois trata-se da utilização de painéis de grandes dimensões, nos quais as deformações iniciais não são percebidas no ensaio. Porém, para o caso dos painéis utilizados na ASTM A975/11, com dimensões menores, as pressões iniciais impostas pelo pistão causam uma resposta quase imediata na malha metálica. A Figura 6.3 apresenta o resultado da simulação no momento da ruptura da malha, visto de vários ângulos.

A Figura 6.4 apresenta seis resultados experimentais do ensaio de puncionamento segundo a ASTM A975/11 para painéis de malha hexagonal de dupla torção tipo 8x10, 2,7 mm, confrontando o resultado numérico obtido pelo MED (Numerical - 8x10, 2.7). Percebe-se uma boa aproximação numérica com os resultados experimentais, principalmente quando

comparado com o valor experimental médio dos seis corpos de prova ensaiados (Average $8 \times 10^{-2.7}$). Baseado no modelo de arame estocástico distorcido proposto por Thoeni et al. (2011), decidiu-se adotar os valores de $\lambda_\epsilon = 0,4$ e $\lambda_k = 0,30$, obtendo-se uma boa aproximação das curvas experimentais do ensaio de puncionamento.

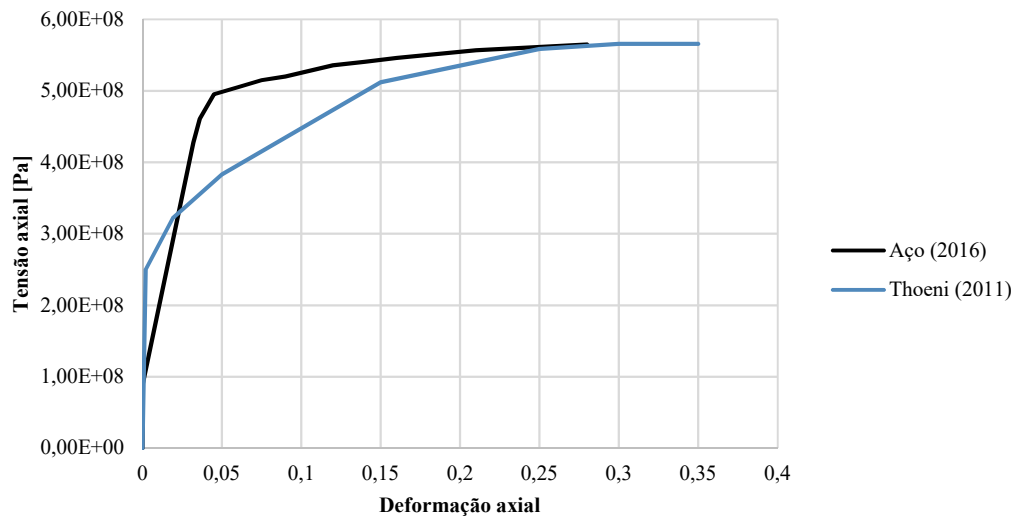


Figura 6.2 - Curva utilizada para modelar o arame de aço.

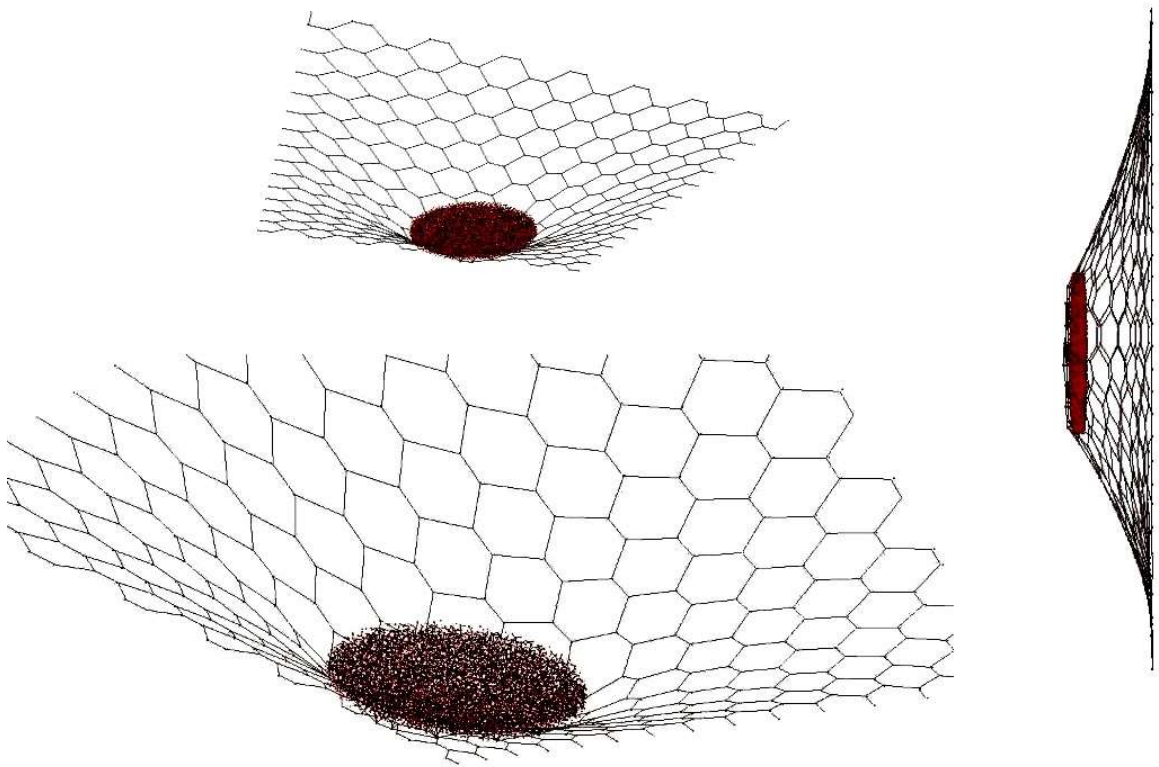


Figura 6.3 - Simulação numérica do ensaio de puncionamento da malha hexagonal.

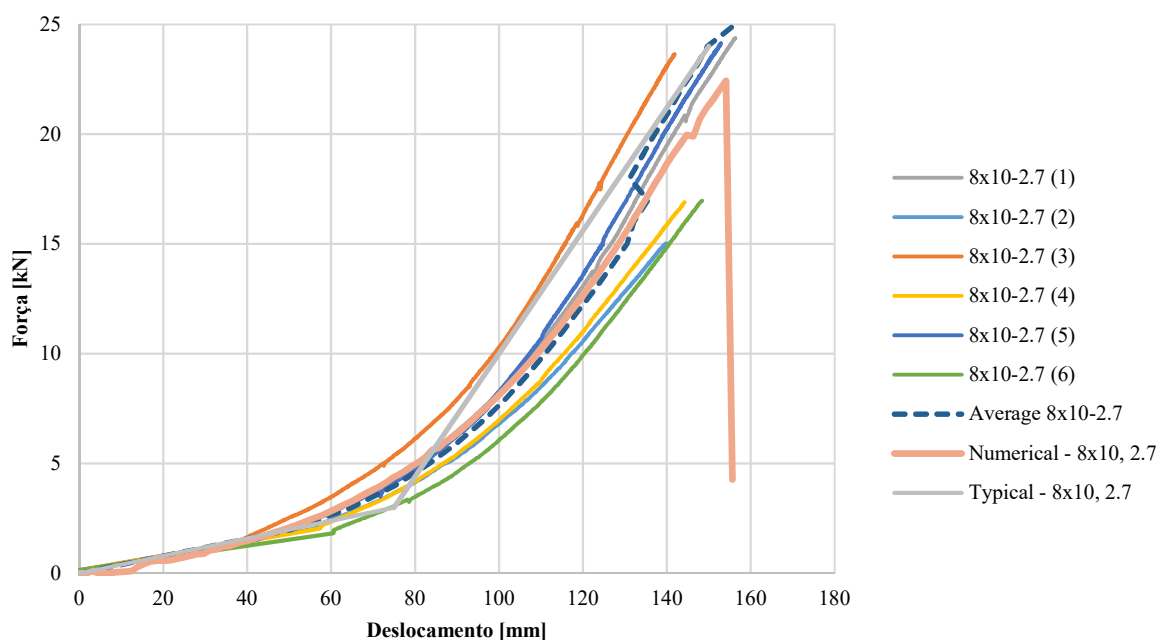


Figura 6.4 - Resultados numéricos e experimentais para o puncionamento da malha hexagonal.

Uma vez calibrado o modelo da malha metálica, baseado nas características do aço utilizado, tem-se subsídio para ingressar no estudo do modelo numérico do gabião e avaliação da influência da malha metálica no seu comportamento quanto à compressão.

Não será detalhado nesse trabalho os estudos computacionais feitos para analisar numericamente a curva força/deslocamento do ensaio de puncionamento, uma vez que as características sobre as ligações remotas no MED e propriedades numéricas já foram detalhas por Thoeni et al. (2011) e Thoeni et al. (2014) e previamente relatadas neste trabalho.

6.2 Modelagem numérica da malha do gabião

Os gabiões tem a forma de prismas retangulares, por essa razão, a malha hexagonal foi discretizada em painéis dispostos em um espaço tridimensional, de maneira a compor uma caixa de seis lados. A Figura 6.5 apresenta a discretização da malha metálica, simulando a condição real na qual um gabião é confeccionado; um painel principal e dois painéis laterais que compõem as faces laterais da caixa de gabião. Uma vez rotacionados, esses painéis podem ser devidamente orientados, formando uma caixa com as arestas conectadas pelas esferas laterais, através de ligações que correspondem à força de um fio de um arame.

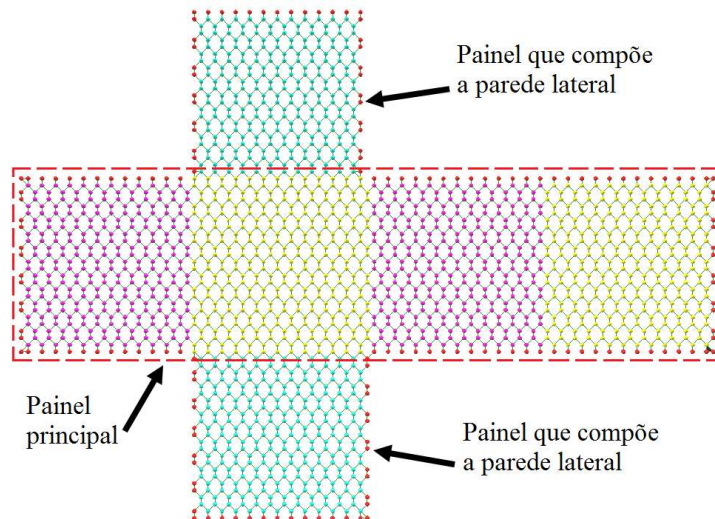


Figura 6.5 - Discretização dos painéis de malha hexagonal que compõem um gabião aberto.

A Figura 6.6a mostra o elemento gabião criado a partir das partículas discretas e conectadas por ligações remotas. Desse modo é possível reproduzir uma caixa de gabião com todas as ligações que simulam os arames que a compõe (Figura 6.6b).

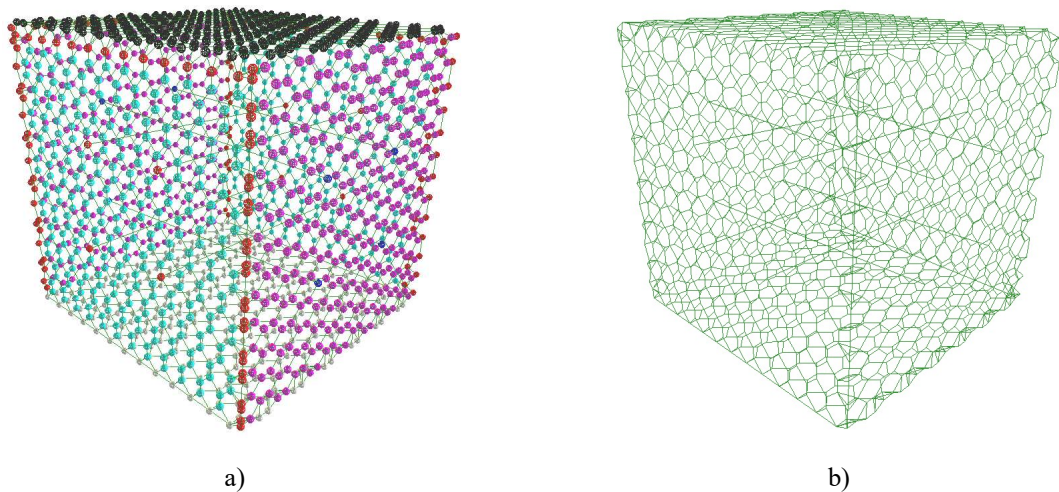


Figura 6.6 - Gabião discretizado no YADE-DEM a partir de partículas remotamente conectadas: a) partículas esféricas conectadas remotamente; b) ligações remotas que simulam os arames do gabião.

Tendo a caixa de gabião sido devidamente criada, resta estudar o comportamento do material de preenchimento. Esta etapa requer uma análise sobre forma dos elementos e como estes devem ser dispostos, pois na prática o posicionamento de tais materiais dentro do gabião é aleatório, tornando o gabião um elemento não contínuo, o que justifica o uso do MED.

6.3 Uso de poliedros como material de preenchimento

Como comentado na Seção 4.3, a modelagem do material de enchimento dos gabiões pode ser simulada através de poliedros, uma vez que estes, devido à forma irregular, assemelham-se a pedras de mão, comumente usadas nessa atividade. Porém, devido ao tempo computacional no processo de detecção de contato entre poliedros, optou-se por fazer primeiro a construção de um modelo de gabião preenchido por esferas de diâmetros compatíveis com as pedras utilizadas no gabião real e compatíveis com a abertura da malha discretizada, uma vez que as conexões remotas existentes entre as esferas que compõem os hexágonos não constituem fisicamente o arame do hexágono, restando às esferas do entorno a função de detecção de contato. Este foi um teste qualitativo para avaliar se era possível simular um ensaio de compressão em gabiões, utilizando os recursos oferecidos pelo *software* YADE-DEM.

A Figura 6.7 mostra o resultado do teste feito com esferas. Apesar de qualitativa, a simulação apresentou deformações e capacidade de carga compatíveis com os ensaios experimentais. A partir desse primeiro experimento, partiu-se para a realização de testes quantitativos utilizando poliedros.

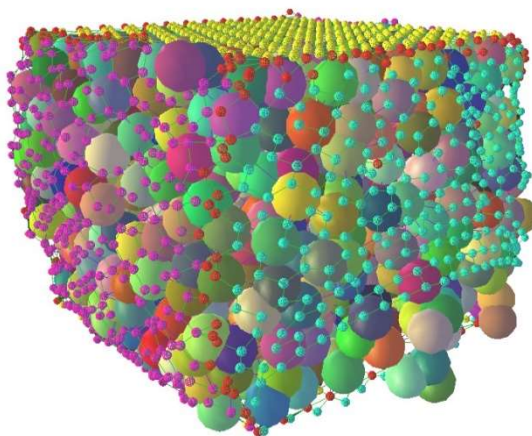


Figura 6.7 - Malha de gabião em elementos discretos preenchida por esferas, após a ruptura da malha.

Para alcançar aleatoriedade durante o preenchimento do gabião e se aproximar da condição real, os poliedros foram despejados por ação da gravidade e compactados em etapas dentro de um espaço restringidos por elementos de parede denominados *wall*, simulando uma caixa compatível com as dimensões de um gabião (Figura 6.8a). Foi simulado um gabião tipo caixa de um metro cúbico com malha hexagonal de abertura 8 cm x 10 cm, diâmetro 2,70 mm e poliedros com dimensões variando entre 8,00 cm e 18,00 cm.

Para o processo de enchimento foi proposta uma coluna de poliedros com 2,00 m de altura, na qual em cada passo de tempo agia a ação da gravidade, simulando um processo de queda livre (Figura 6.8a).

Após a acomodação desta primeira coluna de poliedros, uma placa com as mesmas propriedades dos elementos que os restringem lateralmente foi criada com a finalidade de comprimi-los, gerando assim uma redução da porosidade. A placa baixava com velocidade constante de 0,10 m/s até certo nível de estabilização e posteriormente subia com a mesma velocidade, criando assim um ciclo que permitia balancear as forças de contato entre os poliedros e estabilizar um prisma composto por elementos poliédricos.

Ao estabilizar a coluna de poliedros, uma segunda coluna com altura de 1,70 m foi despejada sobre a primeira já compactada e o processo de compressão e alívio se repetiu, conforme mostra a Figura 6.8b. Este processo é lento e ocorreu em torno de 3 a 4 iterações por segundo com um passo de tempo constante de 0,0011 segundos. Várias simulações de preenchimento foram feitas de maneira aleatória, gerando aproximadamente 130 poliedros em cada processo, com uma porosidade variando entre 38% e 40%.

Nesse processo de preenchimento o atrito entre os poliedros foi anulado (posteriormente foi reativado), permitindo desse modo que os espaços vazios fossem mais facilmente preenchidos e os poliedros melhor acomodados.

Após essa etapa de preenchimento, as propriedades físicas e coordenadas do prisma formado por poliedros foram armazenadas e transferidas para a caixa de gabião previamente discretizada (Figura 6.8c). Esse modelo foi submetido a um teste de compressão e sua calibragem foi feita baseada nos resultados experimentais já realizados.

O processo de compressão uniaxial do elemento gabião numericamente criado foi proposto com um passo de tempo crítico definido em função do tamanho dos elementos, rigidez e massa. Este valor pode ser calculado pelo próprio YADE-DEM e para o modelo proposto foi da ordem de 10^{-7} segundos, valor este menor que aquele proposto por Bertrand (2006) que foi da ordem de 10^{-6} segundos. A Figura 6.9 mostra um gráfico tensão/deslocamento, no qual é possível comparar os resultados experimentais com o resultado numérico utilizando o método dos elementos discretos (MED) com poliedros como material de enchimento do gabião.

Os resultados numéricos estão próximos dos experimentais, mostrando que este tipo de simulação pode ser estudado com mais acurácia para se chegar a um modelo numérico adequado. O inconveniente desta simulação é o tempo computacional, aproximadamente vinte e seis horas por cada modelo de gabião.

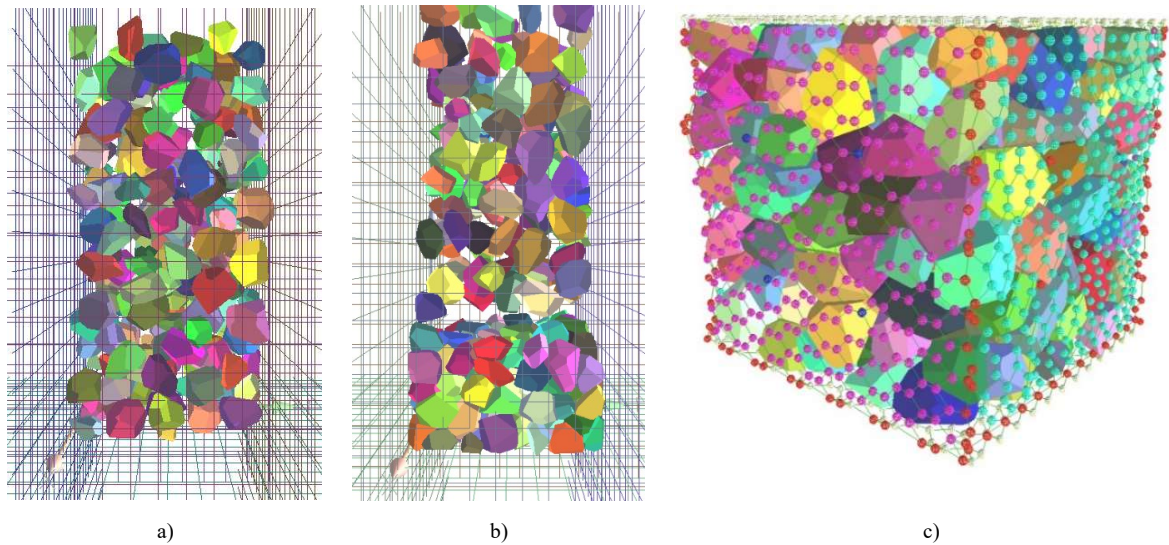


Figura 6.8 - Modelo em elementos discretos de um gabião preenchido por poliedros: a) acomodação aleatória dos poliedros por gravidade; b) segunda etapa de acomodação dos poliedros; c) gabião em elementos discretos preenchido por poliedros.

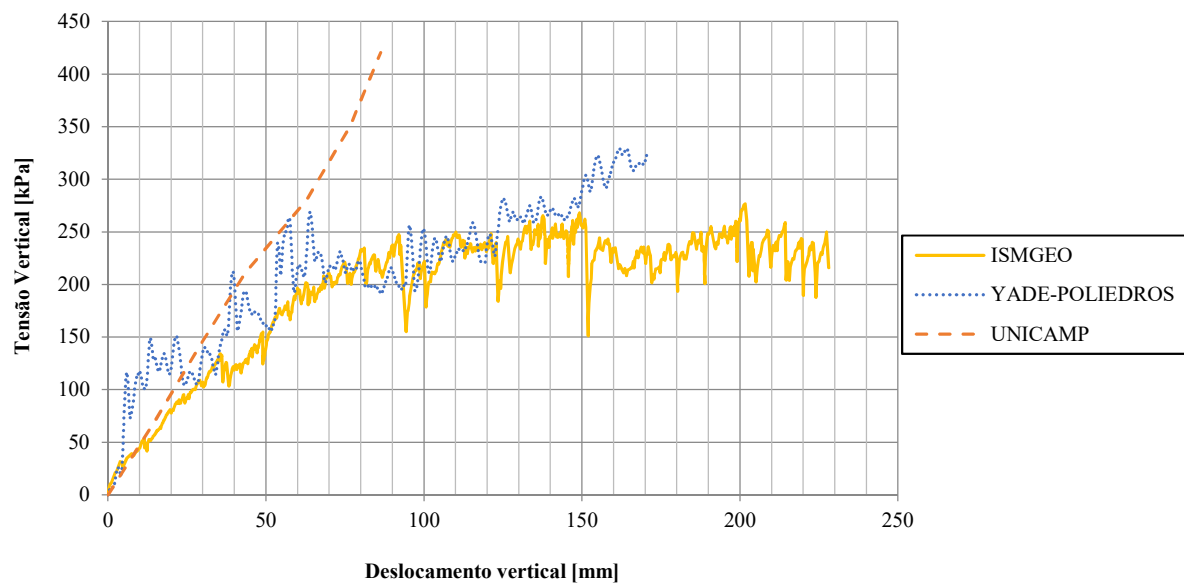


Figura 6.9 - Comparação entre os resultados obtidos em DEM utilizando poliedros como material de preenchimento e os resultados experimentais.

O resultado apresentado na Figura 6.9 trata de uma simulação sem que fosse permitida a ruptura dos poliedros em função da carga aplicada, sendo a partir de então, todos os testes de compressão realizados deste modo. Verificou-se durante as análises que o único parâmetro de contato que podia ser alterado era o ângulo de atrito entre poliedros. Porém, foi observado que esse parâmetro não altera em nada os resultados obtidos. Apenas a porosidade, que no caso em questão foi de aproximadamente 38%, apresentou influência nos resultados.

6.4 Uso de esferas como material de preenchimento

Uma vez definido que a simulação numérica do ensaio de compressão do gabião, utilizando poliedros, é um processo computacionalmente lento e não é possível evidenciar com clareza a ruptura dos mesmos durante a simulação, buscou-se realizar os testes com esferas, como no primeiro teste qualitativo realizado. Isto otimiza o tempo computacional e evita tratar as dúvidas sobre o algoritmo implementado com poliedros no YADE-DEM.

Esta decisão vem ao encontro da proposta inicial desse trabalho de validar o valor da capacidade de carga do gabião através do seu comportamento mecânico e o modelo numérico serve de ferramenta para tal propósito. Criar um modelo computacional do gabião evidenciando a ruptura das pedras é uma sugestão para um próximo trabalho.

Foram realizados ensaios experimentais, enfatizando alguns modelos de malha, buscando o maior número possível de leituras. O uso de um modelo numérico rápido, calibrado e compatível com o modelo experimental permite alcançar melhores resultados sobre o comportamento de vários gabiões e chegar onde os ensaios experimentais apresentam complicações nas leituras, além de validar, por exemplo, condições de restrições de campo difíceis de serem simuladas em laboratório.

Assim como foi feito para os poliedros, foi gerado um grupo de esferas estabilizadas para serem colocadas dentro da caixa de gabião. A fim de aproximar as características das esferas ao material de enchimento dos gabiões e permitir maior compactação, foram criados aglomerados (*clumps*) de três esferas agrupadas. As esferas foram geradas dentro de uma caixa que oferece restrições suficientes para permitir uma compactação interna do material em função da porosidade e propriedades físicas impostas às esferas (Figura 6.10a).

Após importar os aglomerados de esferas para a caixa de gabião modelada em elementos discretos (Figura 6.10b), um novo processo de estabilização é gerado. Isso permite reproduzir a condição na qual o gabião se encontra após o processo de enchimento e também a compatibilizar as dimensões dos aglomerados de esferas com as aberturas da malha, ou melhor, com o espaço deixado pelas conexões remotas entre as esferas que compõem a malha hexagonal.

Foi proposto um modelo no qual se avaliou a intensidade da força aplicada nas esferas que compõem a tampa do gabião. Através de uma experimentação numérica foi possível estabilizar as esferas aglomeradas dentro da caixa de gabião, considerando que o somatório das

forças nas esferas da tampa na direção ortogonal está entre 3500 N e 5000 N, desprezando-se o efeito da gravidade.

Este modelo apresenta um tempo de simulação muito inferior ao tempo obtido na simulação utilizando poliedros como material de enchimento.

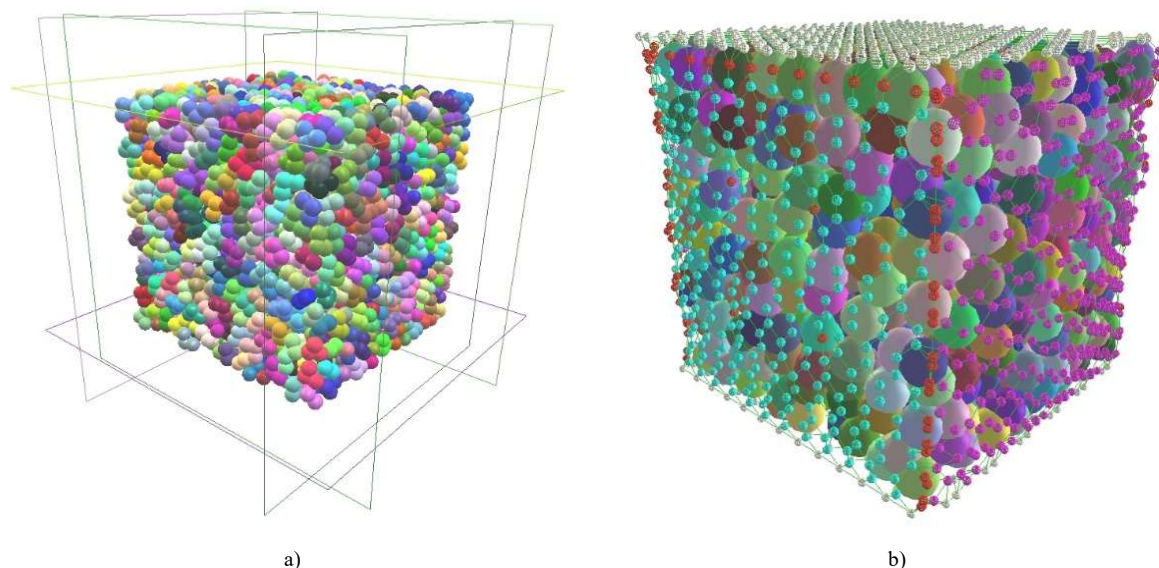


Figura 6.10 - Criação das esferas como material de enchimento: a) esferas geradas sob condições de restrição; b) esferas importadas para a caixa de gabião.

A Tabela 6.1 apresenta os principais parâmetros utilizados na definição do material que compõe o modelo numérico criado. As propriedades utilizadas para compor a malha de esferas remotamente conectadas foram extraídas de Thoeni et al. (2011) e calibradas como comentado na Seção 6.1.

Tabela 6.1 - Parâmetros dos materiais do modelo
Esferas que compõem o material de preenchimento

Módulo de Young	Coefficiente de Poisson	Ângulo de atrito	Densidade	Diâmetro da esfera (De)	Amortecimento (<i>damping</i>)	λ_ϵ	λ_k
$60 \cdot 10^6$ MPa	0,15	28 graus	2400 kg/m^3	4 vezes o diâmetro do arame	0,60	0,40	0,66
Esferas que compõem a malha do gabião							
Módulo de Young	Coefficiente de Poisson	Ângulo de atrito	Densidade	Diâmetro da esfera (De)	Amortecimento (<i>damping</i>)		
$13 \cdot 10^{10}$ MPa	0,30	30 graus	$739,10 \text{ kg/m}^3$ - $1052,35 \text{ kg/m}^3$ (*)	$1,1D > De > 1,5D$	0,20		

(*) variando em função do diâmetro do arame, entre 2,4 mm e 2,7 mm.

A Figura 6.11 mostra os modelos criados para as caixas de gabião com 0,50 m e 1,00 m de altura sem condição de confinamento lateral, enquanto que a Figura 6.12 mostra os mesmos gabiões sob condição de confinamento lateral.

O processo de estabilização para os gabiões sob condição não confinada ocorreu com os quatro lados da caixa sem restrições e a tampa e base restringidas, enquanto que para o gabião sob condição confinada foram restringidos três lados da caixa, a tampa e a base, restando a parte frontal livre sem restrições, na qual os valores de deformação horizontal também foram medidos.

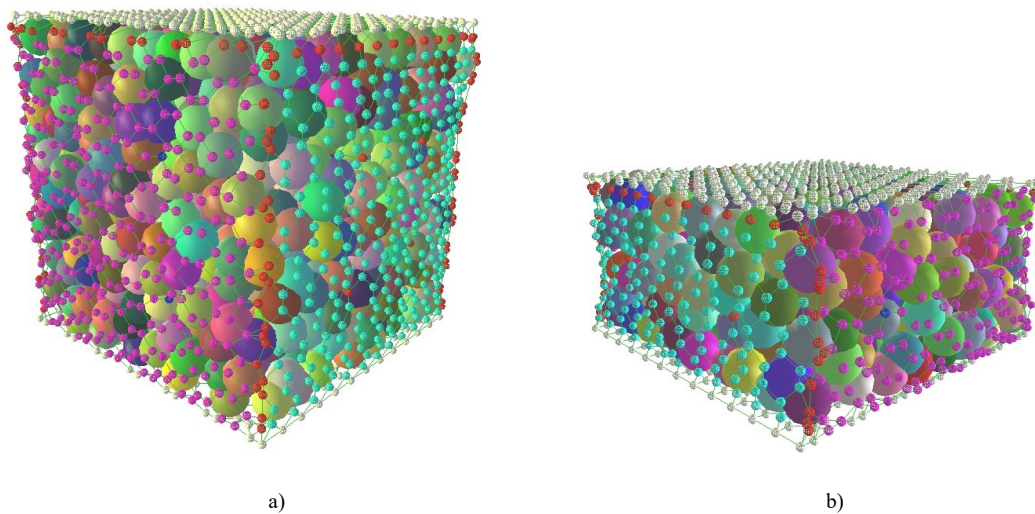


Figura 6.11 - Gabiões sem confinamento lateral: a) gabião com 1,00 m de altura; b) gabião com 0,50 m de altura.

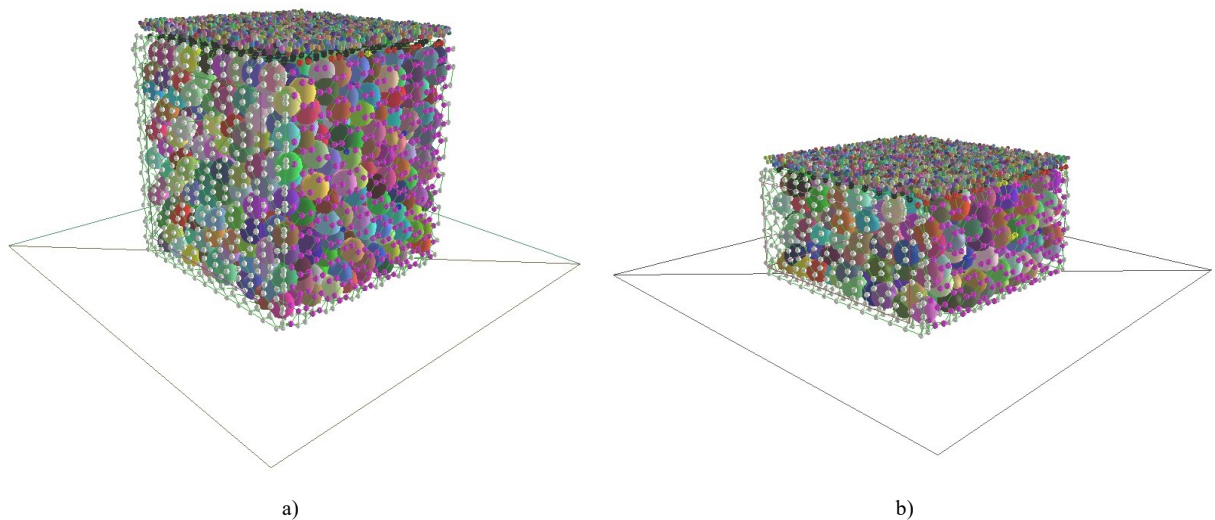


Figura 6.12 - Gabiões com confinamento lateral: a) gabião com 1,00 m de altura; b) gabião com 0,50 m de altura.

As análises no MED foram divididas em 12 simulações para assim, validar o comportamento dos tipos mais utilizados de gabiões. Dividiu-se as análises em condição confinada e não confinada. A Tabela 6.2 elenca os modelos numéricos dos gabiões que foram criados, sendo aqueles marcados em cinza calibrados de acordo com o respectivo ensaio experimental.

Tabela 6.2 - Modelos numéricos dos gabiões criados no YADE-DEM.

Não confinado		Confinado	
1	Gabião de 1,00 m, malha 8x10, 2,7 mm	7	Gabião de 1,00 m, malha 8x10, 2,7 mm
2	Gabião de 1,00 m, malha 8x10, 2,4 mm	8	Gabião de 1,00 m, malha 8x10, 2,4 mm
3	Gabião de 1,00 m, malha 10x12, 2,7 mm	9	Gabião de 1,00 m, malha 10x12, 2,7 mm
4	Gabião de 0,50 m, malha 8x10, 2,7 mm	10	Gabião de 0,50 m, malha 8x10, 2,7 mm
5	Gabião de 0,50 m, malha 8x2,4, 2,4 mm	11	Gabião de 0,50 m, malha 8x2,4, 2,4 mm
6	Gabião de 0,50 m, malha 10x12, 2,7 mm	12	Gabião de 0,50 m, malha 10x12, 2,7 mm

*Os marcados em cinza foram calibrados de acordo com o respectivo ensaio experimental.

As Figuras 6.13 a 6.18 apresentam os resultados das análises numéricas no MED (ou DEM do inglês) e os resultados experimentais dos laboratórios apresentados no Capítulo 5, segundo os modelos propostos na Tabela 6.2.

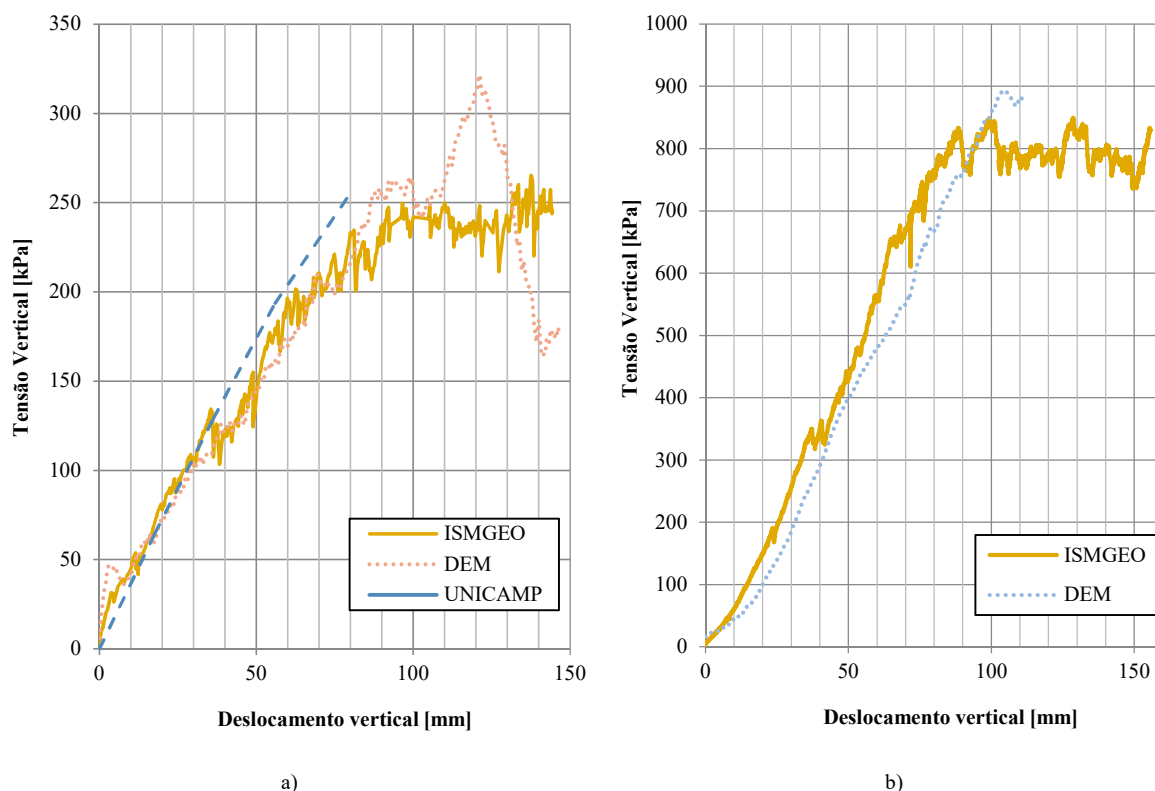
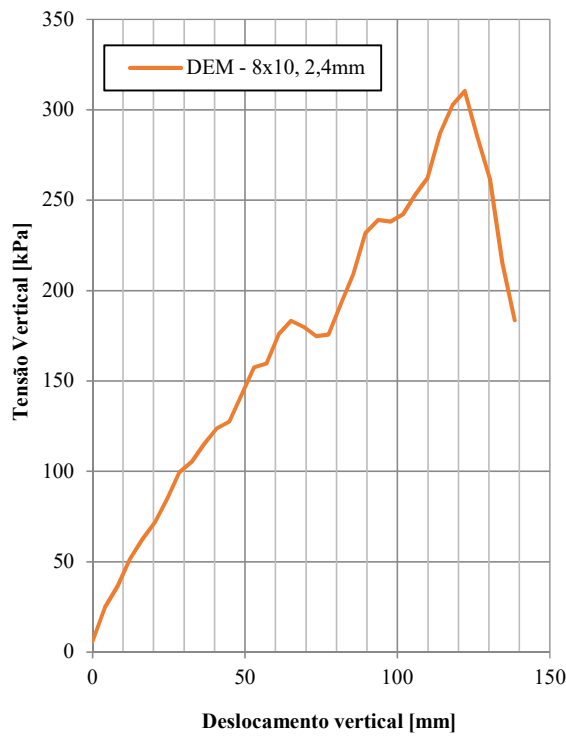
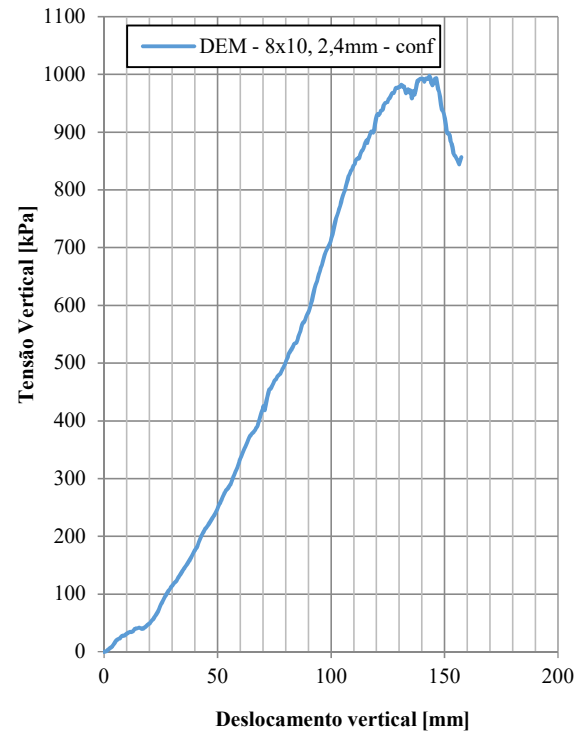


Figura 6.13 - Gabião de 1,00 m, malha 8x10, 2,70 mm: a) Condição não confinada; b) Condição confinada.

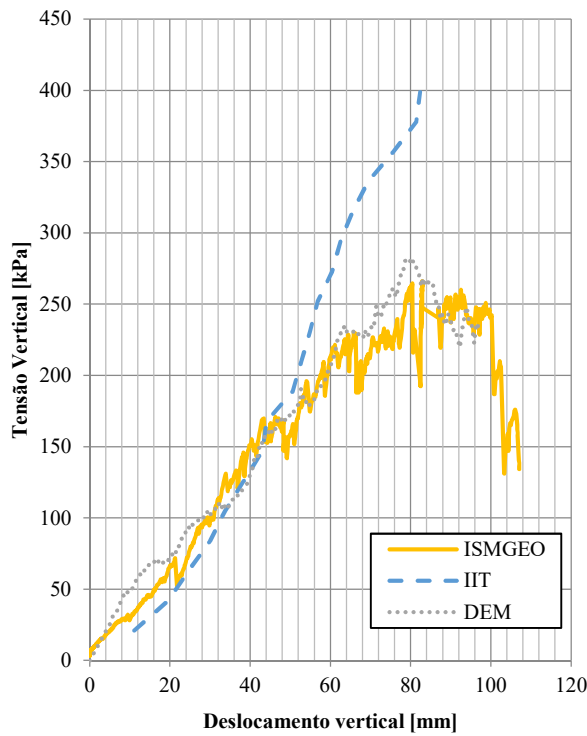


a)

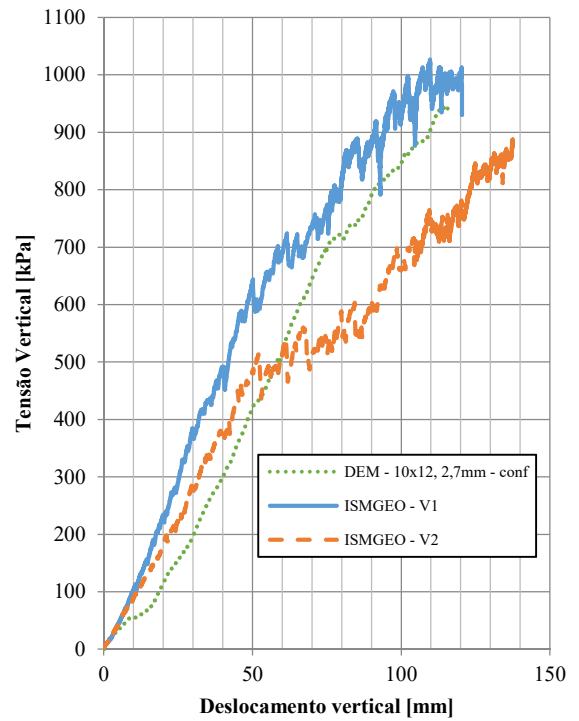


b)

Figura 6.14 - Gabião de 1,00 m, malha 8x10, 2,40 mm: a) Condição não confinada; b) Condição confinada.



a)



b)

Figura 6.15 - Gabião de 1,00 m, malha 10x12, 2,70 mm: a) Condição não confinada; b) Condição confinada.

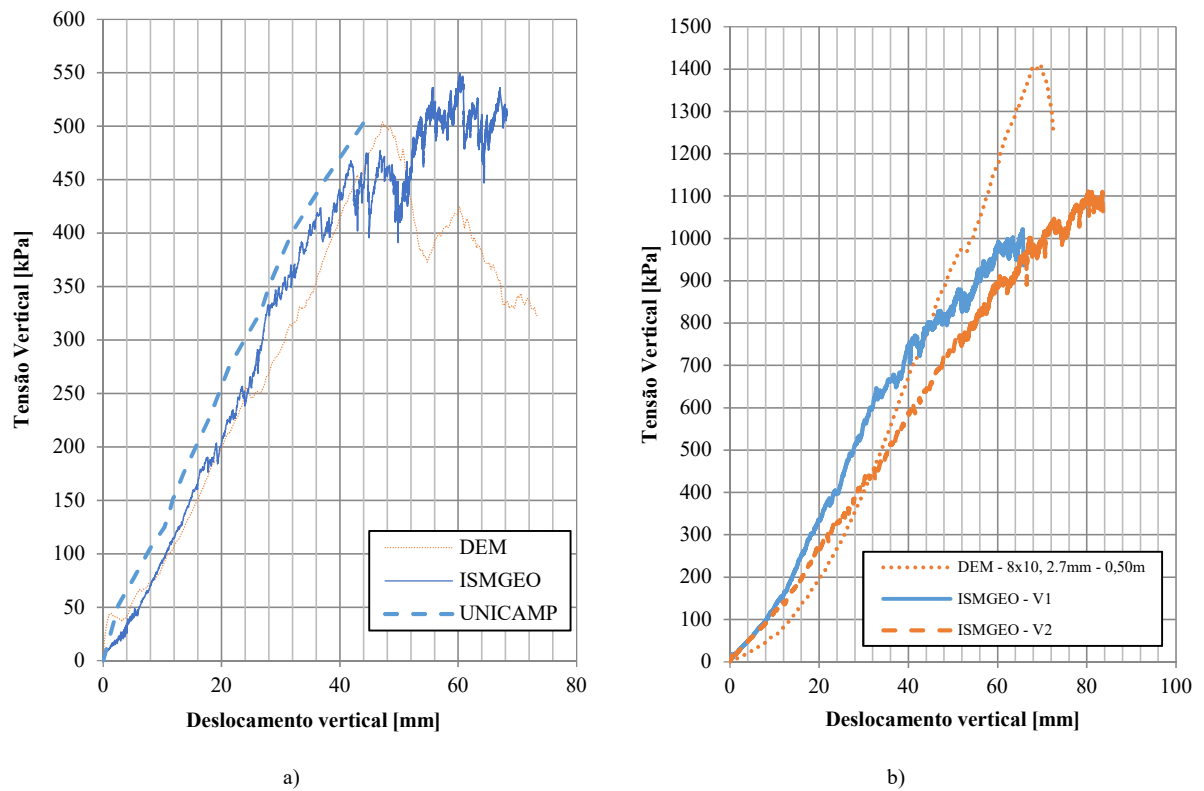


Figura 6.16 - Gabião de 0,50 m, malha 8x10, 2,70 mm: a) Condição não confinada; b) Condição confinada.

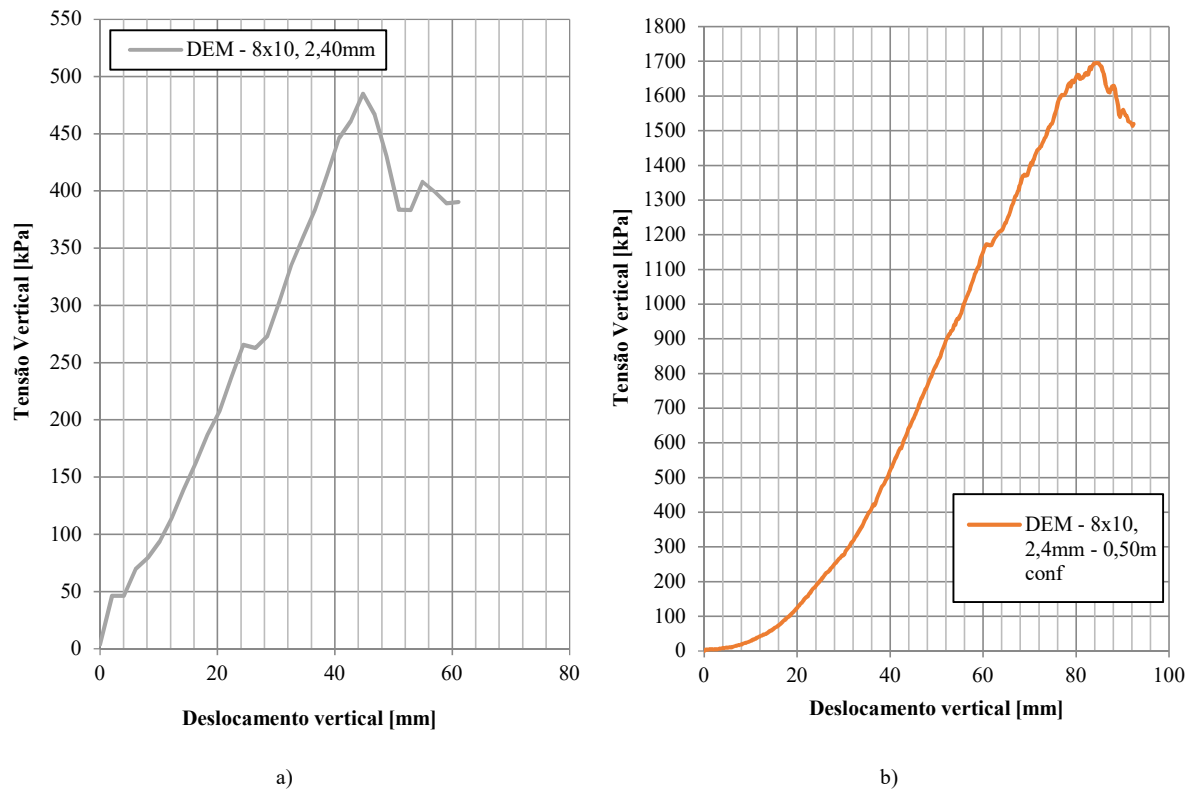


Figura 6.17 - Gabião de 0,50 m, malha 8x10, 2,40 mm: a) Condição não confinado; b) Condição confinada.

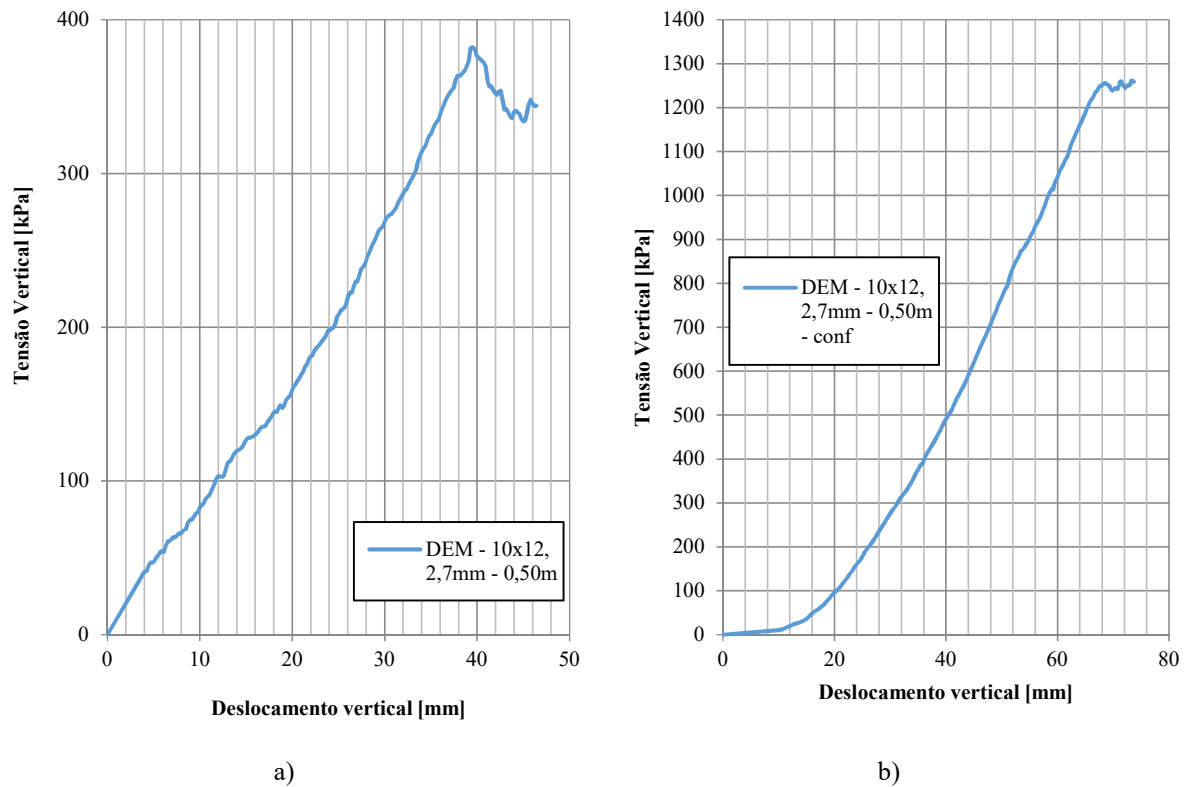


Figura 6.18 - Gabião de 0,50 m, malha 10x12, 2,70 mm: a) Condição não confinado; b) Condição confinada.

Aproveitando o modelo numérico calibrado, foram confrontados os resultados para os deslocamentos horizontais obtidos no caso dos gabhões sob confinamento lateral. No modelo numérico as medidas de deslocamento horizontal foram feitas em relação ao ponto de deflexão na face não restringida do gabião. A Figura 6.19 ilustra a posição aproximada do ponto de deflexão inicial. As Figuras 6.22 a 6.24 apresentam os resultados obtidos.

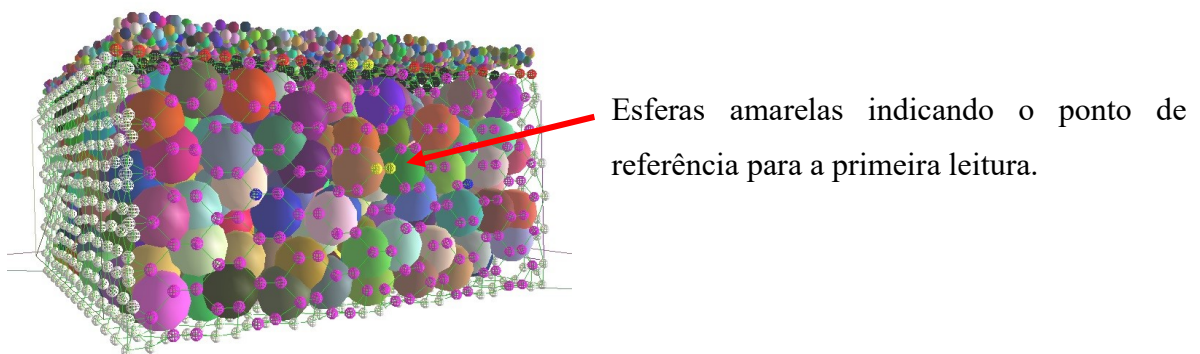


Figura 6.19 - Indicação do ponto de referência para a medida do deslocamento horizontal.

Para o modelo numérico, o ponto indicado na Figura 6.19 não é fixo, uma vez que a medida foi feita sempre em relação ao ponto de deflexão da face, ou seja, tem-se a medida

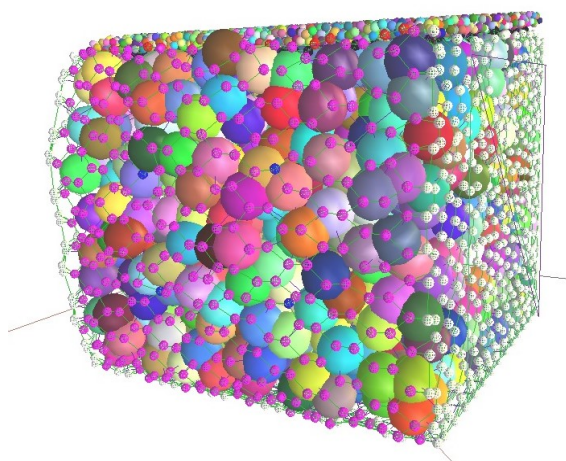
numérica do deslocamento horizontal máximo por carregamento. Isso é algo que difere do modelo experimental, no qual a leitura é feita em um ponto fixo, que pode não ser o de máximo deslocamento horizontal para um dado ensaio de carregamento.

Para a condição restringida lateralmente foi proposto também um aglomerado de esferas para compor um tipo de placa que aplica carga sobre o gabião (Figura 6.20b). Neste caso esta placa está livre para rotacionar.

Ao aplicar uma taxa de deslocamento constante a placa tende a girar em relação ao eixo central do gabião e com isso tem-se uma inclinação da face superior do elemento simulado. Isto foi implementado, pois tal efeito é observado no modelo experimental, que dispõe de uma rotula conectada entre o aparato de transferência de carga e o pistão (Figura 6.20a).



a)



b)

Figura 6.20 - Rotação da placa de aplicação de carga sobre a amostra confinada de gabião: a) modelo experimental; b) modelo numérico.

Aproveitando ainda a mesma simulação sob condição confinada, fixou-se um ponto localizado na borda superior da face não restringida do gabião (Figura 6.21), a fim de medir o valor do deslocamento vertical nesse ponto e compará-lo com o valor do deslocamento vertical medido no topo do conjunto, desse modo tem-se o valor da rotação demonstrada na Figura 6.20b. As Figuras 6.25a e 6.25b mostram os resultados numéricos dessa simulação para as caixas de 1,00 m e 0,50 m de altura, respectivamente.

No modelo experimental foi feita a leitura dos deslocamentos verticais nos transdutores situados na face frontal do gabião. A Figura 6.26a mostra os resultados das leituras e a Figura 6.26b mostra um esquema do posicionamento dos transdutores, como já mencionado anteriormente.

A Figura 6.26a mostra que o deslocamento vertical é praticamente constante no ponto pt.3, posicionado no centro da face, enquanto que o ponto pt.1 já apresenta uma suave movimentação, ou seja, as maiores deformações ocorreram na parte superior da caixa, onde são feitas as leituras do deslocamento vertical do conjunto.

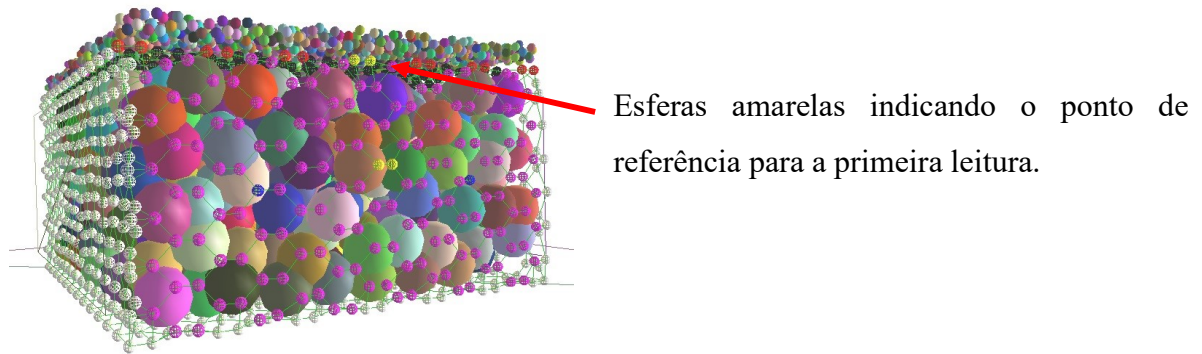


Figura 6.21 - Indicação do ponto de referência para a medida do deslocamento vertical na borda.

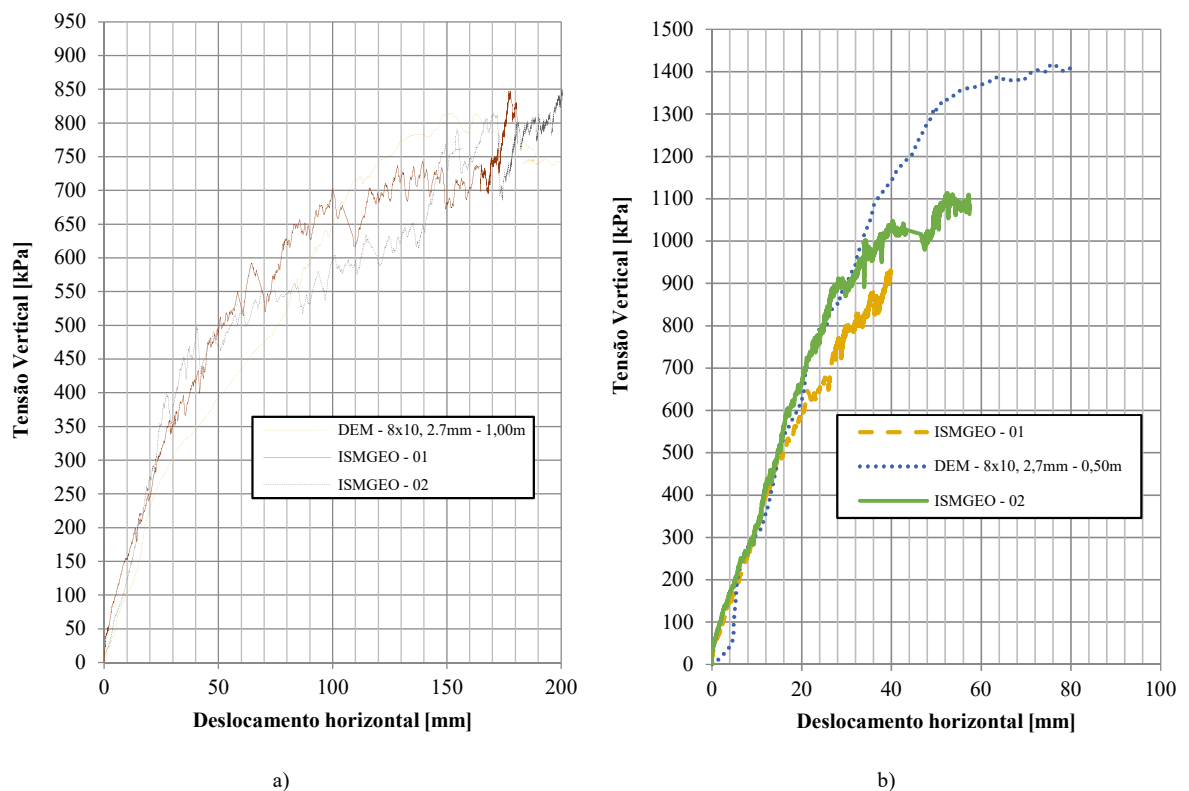
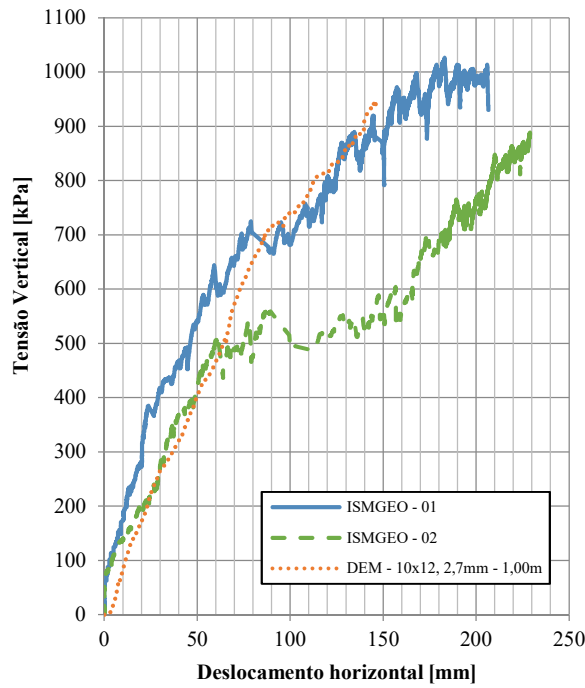
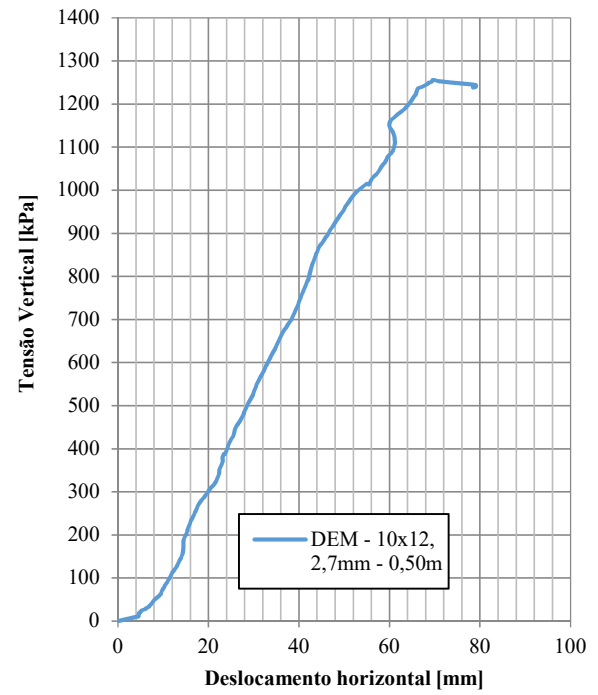


Figura 6.22 - Gráfico do deslocamento horizontal, experimental e numérico, obtido para malha 8x10, 2,70 mm: a) Gabião de 1,00 m de altura; b) Gabião de 0,50 m de altura.

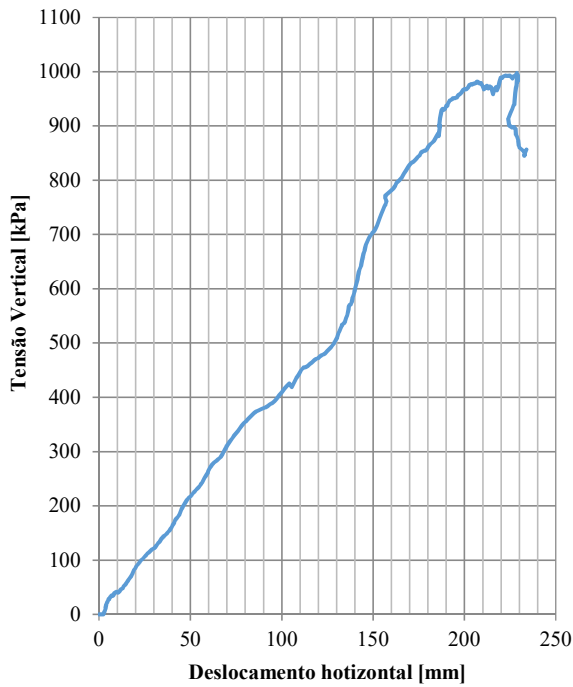


a)

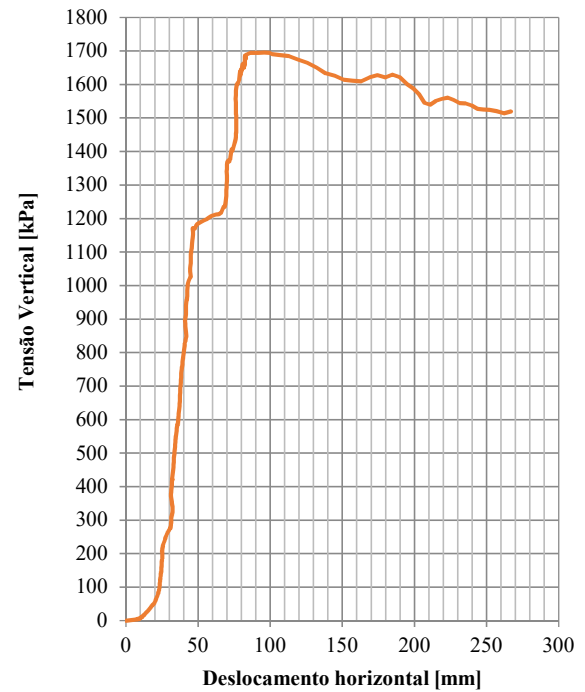


b)

Figura 6.23 - Gráfico do deslocamento horizontal, experimental e numérico, obtido para malha 10x12, 2,70 mm: a) Gabião de 1,00 m de altura; b) Gabião de 0,50 m de altura.



a)



b)

Figura 6.24 - Gráfico do deslocamento horizontal numérico obtido para malha 8x10, 2,40 mm: a) Gabião de 1,00 m de altura; b) Gabião de 0,50 m de altura.

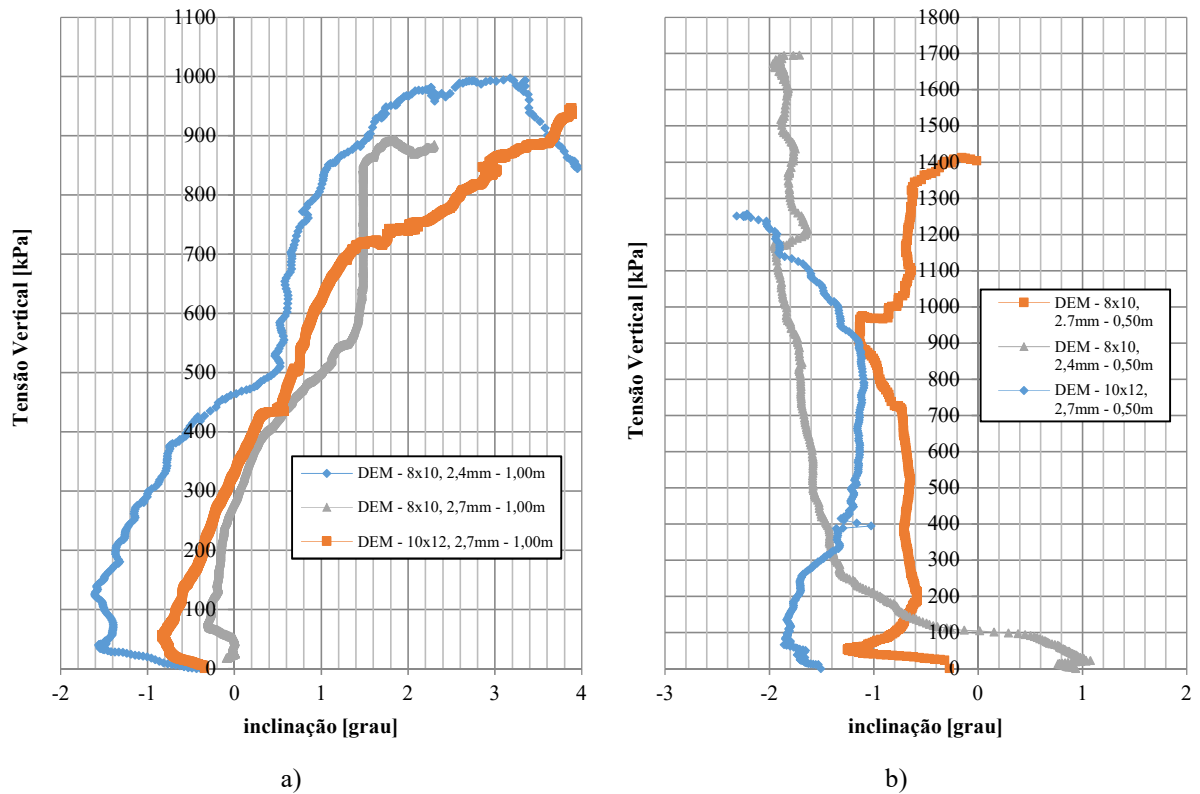


Figura 6.25 - Inclinação da face do gabião em relação ao centro do modelo: a) gabião de 1,00 m de altura; b) gabião de 0,50 m de altura.

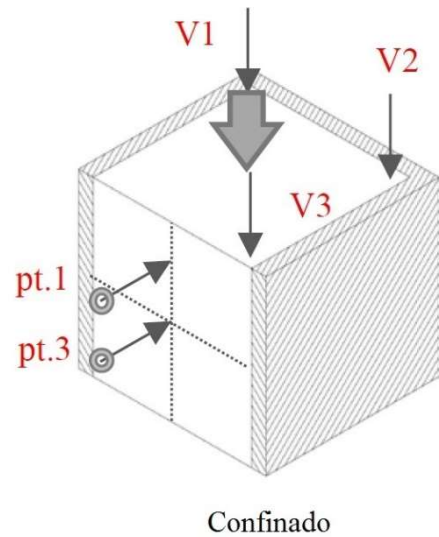
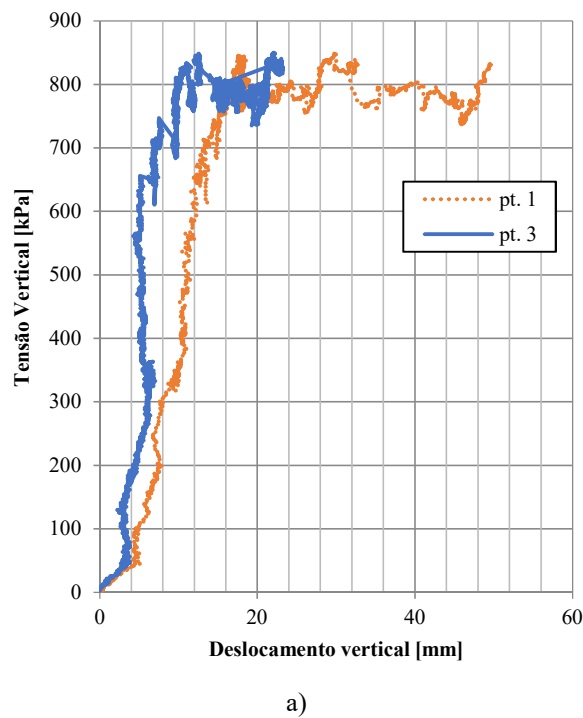


Figura 6.26 - Deslocamentos verticais medidos nos transdutores posicionados na face: a) gráfico com os resultados das leituras; b) esquema do posicionamento dos transdutores posicionados na face livre do gabião (pt.1 e pt.3).

Valores negativos foram obtidos para os ângulos nas Figuras 6.25a e 6.25b, indicando que, durante o processo de carregamento, a esfera de referência que compõe a malha hexagonal sofreu uma leve movimentação ascendente.

Para o gabião de 0,50 m de altura quase todos os valores foram negativos. Tais valores podem ser desprezados indicando que não houve movimento de rotação da placa posicionada sobre o modelo simulado, ou seja, não houve inclinação relevante na face.

A Figura 6.27 mostra a simulação numérica de compressão do gabião de 0,50 m sob condição confinada, no momento inicial (Figura 6.27a) e no momento exato da ruptura da malha hexagonal (Figura 6.27b). É possível perceber que a inclinação da placa é muito suave e imperceptível para o ponto de referência que foi fixado (Figura 6.27c e 6.27d).

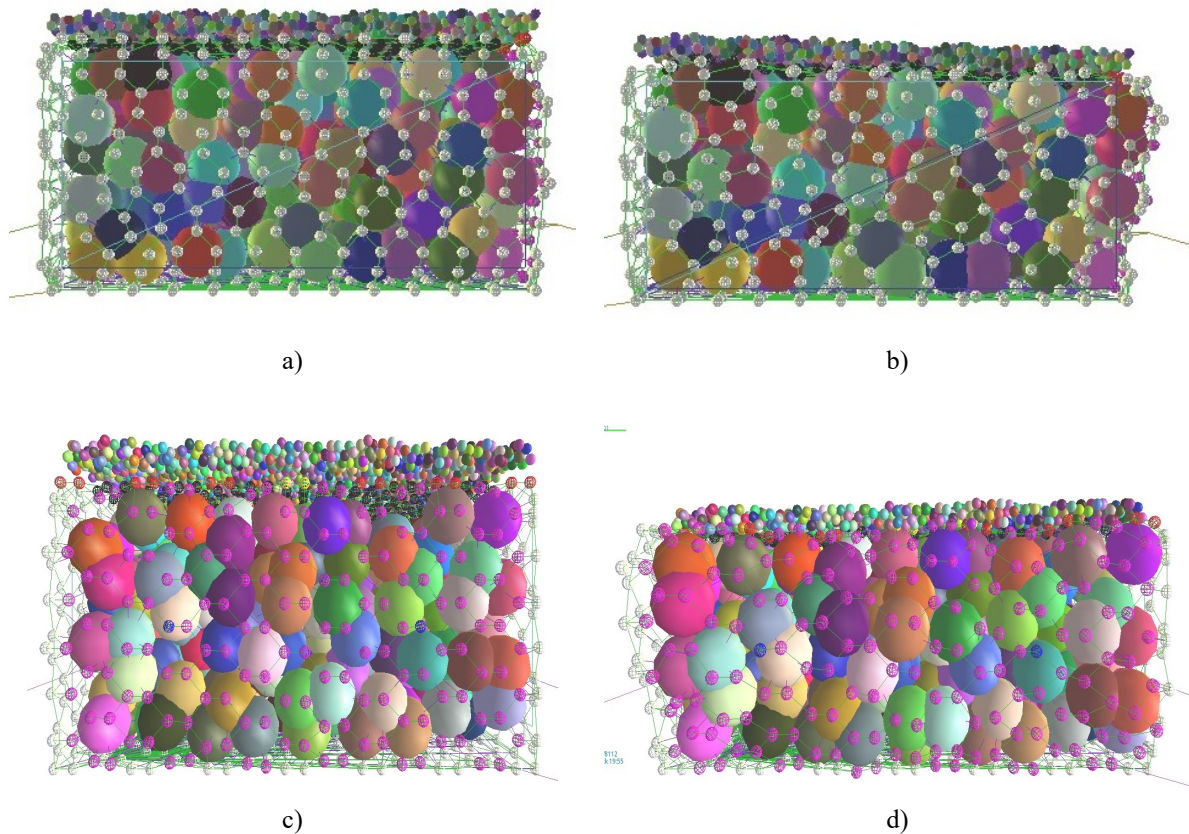


Figura 6.27 - Simulação numérica de compressão do gabião de 0,50 m: a) instante inicial da simulação – vista lateral; b) instante final da simulação, quando ocorreu a ruptura da malha hexagonal – vista lateral; c) instante inicial da simulação – vista frontal; d) instante final da simulação, quando ocorreu a ruptura da malha hexagonal – vista frontal.

Uma vez que o modelo numérico está calibrado e as curvas de tensão/deslocamento apresentam resultados compatíveis, tem-se a possibilidade de estudar a relação entre as tensões

verticais aplicadas e as tensões horizontais na condição confinada, algo a princípio não avaliado nos experimentos que foram feitos.

A força total aplicada na face sem restrição do gabião é a somatória de todas as forças na direção do deslocamento horizontal atuante sobre as esferas que compõem o painel da malha. Dividindo a força total aplicada pela área da face do gabião, tem-se a tensão horizontal média atuante. As Figuras 6.28 e 6.29 mostram os resultados obtidos nas simulações com os diversos modelos criados e uma curva de regressão linear entre os pontos obtidos para os gabiões caixa de 1,00 m e 0,50 m de altura, respectivamente.

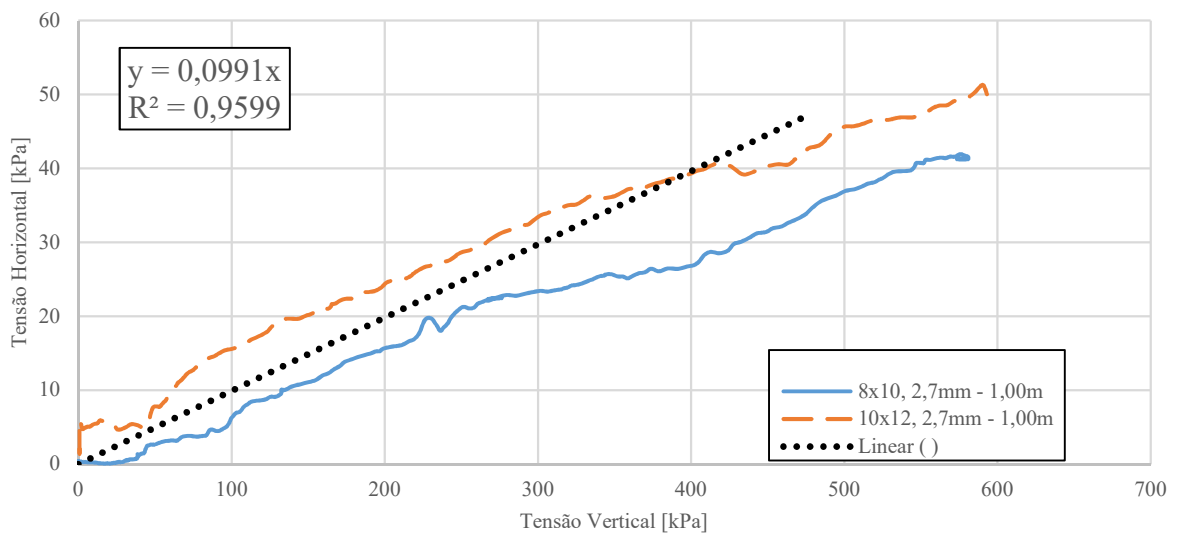


Figura 6.28 - Relação entre a tensão horizontal e vertical média, para o gabião com 1,00 m.

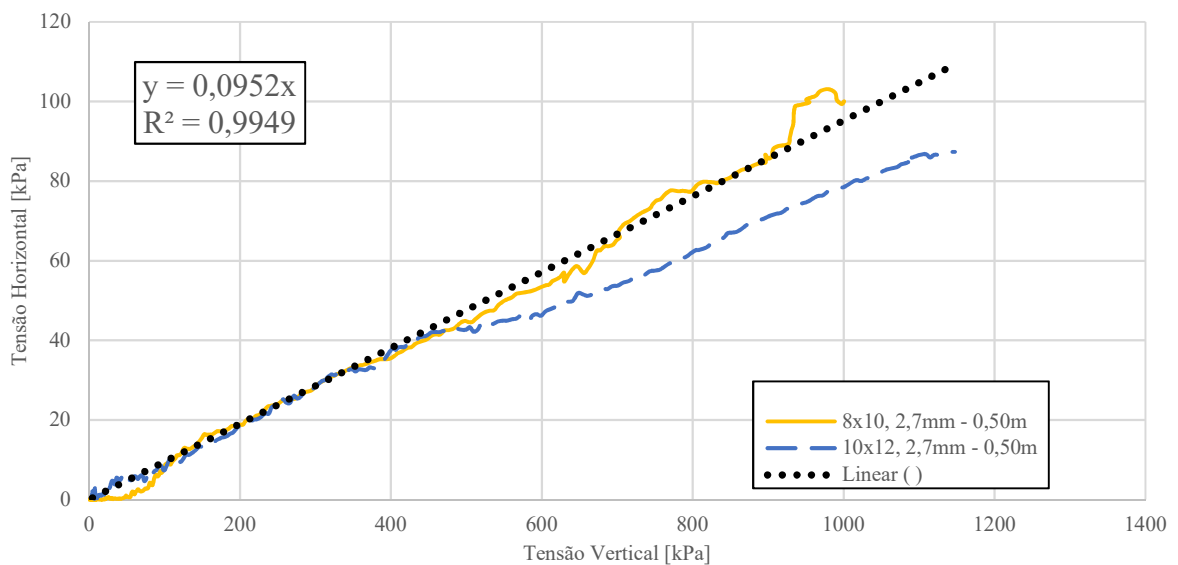
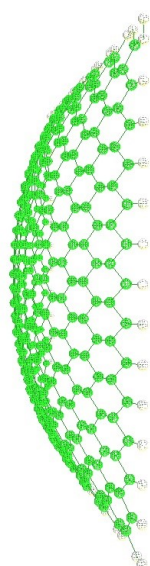


Figura 6.29 - Relação entre a tensão horizontal e vertical média, para o gabião com 0,50 m.

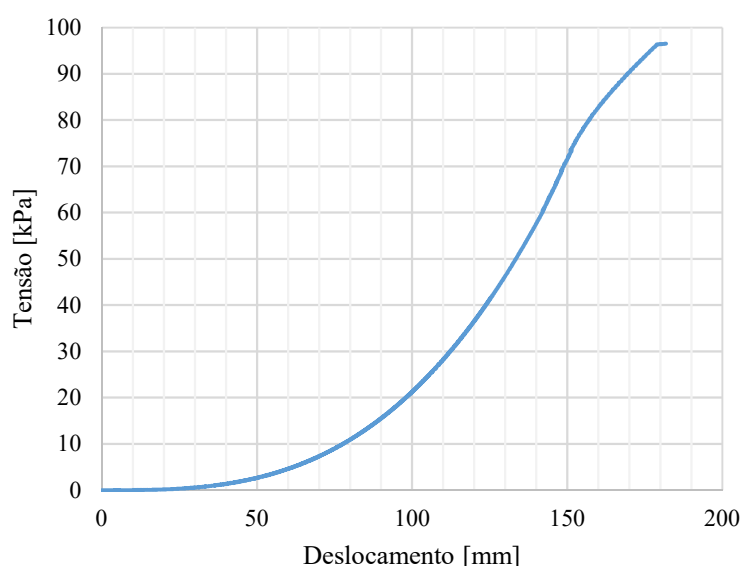
Observa-se nas Figura 6.28 e 6.29 que as relações entre a tensão horizontal e vertical média entre o gabião com altura de 1,00 m e 0,50 m não apresenta diferença significativa. A curva de regressão linear, em ambos os gráficos, fornece um coeficiente de correlação muito próximo ao valor unitário, mostrando que os resultados replicados pelo modelo estão bem ajustados. Tendo a curva de regressão representada por uma reta, a relação entre a tensão horizontal e vertical média é dada por:

$$\frac{\text{tensão horizontal média}}{\text{tensão vertical}} \approx 0,10 \quad (6.1)$$

O resultado apresentado na equação (6.1) remete ao fato de que a tensão horizontal sobre o painel de malha é assumida uniforme. Sendo assim, é possível avaliar o abaulamento em função do incremento de tensão. Optou-se por realizar uma análise do comportamento da malha submetida a uma tensão normal uniforme, baseando-se no modelo numérico criado para o ensaio de puncionamento. A Figura 6.30a apresenta o modelo proposto para um painel de dimensões 1,0 m x 1,0 m (simulando uma caixa de gabião de um metro de altura) com malha 8 cm x 10 cm, 2,7 mm de diâmetro, sob condição deformada e a Figura 6.30b mostra o gráfico da tensão uniforme em função do deslocamento na direção da tensão aplicada.



a)



b)

Figura 6.30 - Modelo numérico criado para definir o comportamento da malha sob uma condição de carga uniforme: a) malha no MED sob condição deformada; b) gráfico da tensão uniforme versus o deslocamento na direção da tensão aplicada.

Análises com painéis de dimensões 0,50 m x 1,0 m (simulando uma caixa de gabião de meio metro de altura) também foram realizadas e os resultados serão apresentados oportunamente na Seção 7.7, pois estes favorecem a análise teórica que será apresentada no Capítulo 7.

Este capítulo apresentou alguns resultados conclusivos que podem ser brevemente comentados. As Figuras 6.31a e 6.31b mostram um confronto entre os resultados numéricos de tensão e deslocamento verticais para os gabiões com 1,00 m e 0,50 m de altura com diferentes tipos de malha. Foram realizados experimentos e simulações para condições de amostras com e sem restrição lateral. Os resultados sem restrição lateral ou não confinados serviram de referência para a realização do modelo confinado (Figura 6.32). Os valores obtidos sob condição com restrição lateral, por se aproximarem da condição de campo na qual se encontra uma célula de gabião em uma dada camada de muro de arrimo, são tidos como referência para as análises dos gabiões em estruturas de contenção.

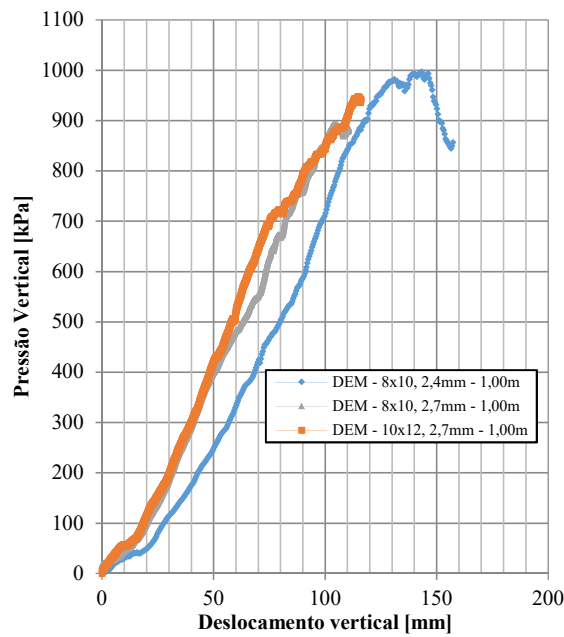
Uma vez que o ensaio experimental sob condição confinada apresenta um número de sensores maior para a realização das leituras, opta-se por realizar o ensaio não confinado ou sem restrição lateral, para que este sirva como ensaio de caracterização e daí então correlacioná-lo com o ensaio sob condição confinada.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 5.7, o valor da tensão vertical máxima para a condição confinada é de aproximadamente 3 (três) vezes o valor para a condição não confinada e a relação entre a tensão vertical máxima da caixa de gabião de 0,50 m é de aproximadamente 1,50 vezes superior ao valor da caixa de 1,00 m. Considera-se que todos os valores obtidos estão baseados em gabiões com porosidade de aproximadamente 40%.

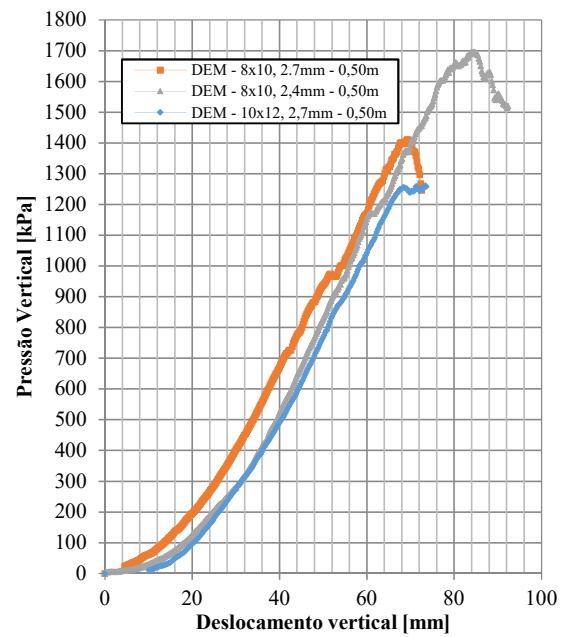
Um parâmetro importante que pode ser extraído dos resultados numéricos é o ângulo de atrito interno do material de preenchimento, a partir da relação obtida na equação (6.1). Segundo a teoria de Rankine essa relação, para materiais granulares, representa o coeficiente de empuxo ativo, k_a . Sendo assim, tem-se:

$$\phi = \frac{\pi}{2} - 2\text{atan}\left(\sqrt{k_a}\right) = \frac{\pi}{2} - 2\text{atan}\left(\sqrt{0,0991}\right) \approx 55 \text{ graus}$$

Esse resultado é compatível com o resultado obtido no ensaio de cisalhamento feito no IIT (Figura 5.31). Este valor pode ser tido como de referência para os gabiões, uma vez que o valor da porosidade esteja próximo aos 40%, pois este é o parâmetro mais relevante tanto nas análises numéricas quanto experimentais.

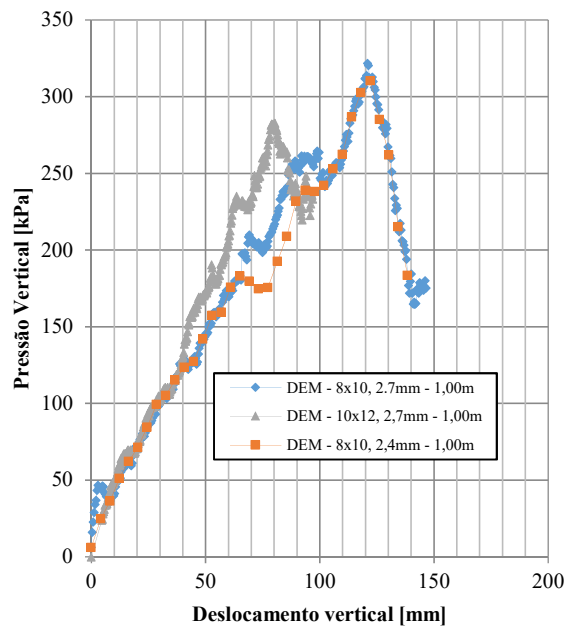


a)

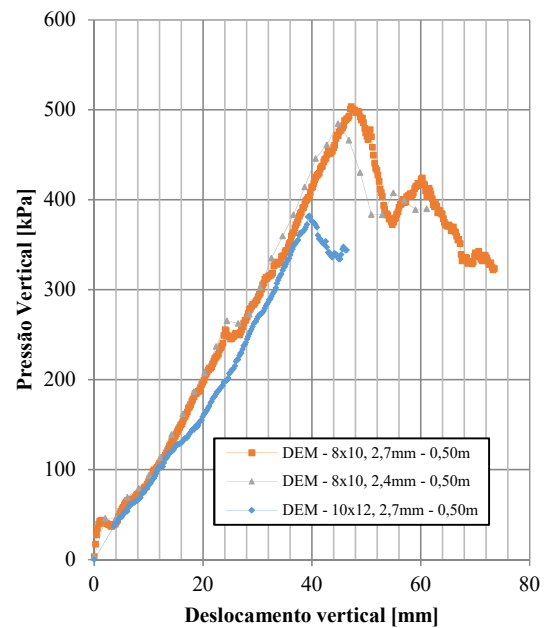


b)

Figura 6.31 - Resultados numéricos para a condição confinada: a) gabião caixa altura de 1,00m; b) gabião caixa altura de 0,50m.



a)



b)

Figura 6.32 - Resultados numéricos para a condição não confinada: a) gabião caixa altura de 1,00m; b) gabião caixa altura de 0,50m.

7. Comportamento mecânico dos gabiões

Após a realização dos ensaios experimentais e do estudo numérico dos gabiões, passou-se a uma análise teórica sobre o comportamento mecânico do gabião, a partir do estudo da rigidez da malha metálica e como esta se comporta ao ser submetida à pressão uniforme, a fim de obter um método de cálculo para a análise da capacidade de carga do gabião no muro de arrimo. O gabião tipo caixa, como já comentado anteriormente, é característico nas contenções e é a base deste estudo. É um elemento produzido de forma a constituir células de volume de um ou meio metro cúbico, através da aplicação de painéis de diafragma a cada metro (Figura 7.1).



Figura 7.1 - Gabião tipo caixa 2,0m x 1,0m x 1,0m, com diafragmas a cada metro.

Em estruturas de contenção, o gabião é disposto em camadas horizontais e apresenta restrição lateral em relação à altura e em relação aos lados a cada um metro (a cada meio metro com relação à altura para camadas de gabião de meio metro de altura). Desse modo, tem-se que a face frontal de um muro de contenção em gabião não está restringida, está apenas confinada pela malha metálica e o comportamento desta, quando submetida às tensões oriundas do material de preenchimento e do solo contido, torna-se relevante para contribuir no equilíbrio estático do muro. Tais características de contorno, para o gabião quando aplicado a muros de arrimo, assemelham-se aquelas que foram estudadas nos ensaios experimentais e numéricos.

A Figura 7.2 ilustra a face frontal do gabião submetida à tensão horizontal que pode causar uma deflexão no painel metálico que confina o material de preenchimento, resultante da transferência de tensões e do equilíbrio de forças presente na estabilidade interna de cada estrato que compõe a estrutura de contenção.

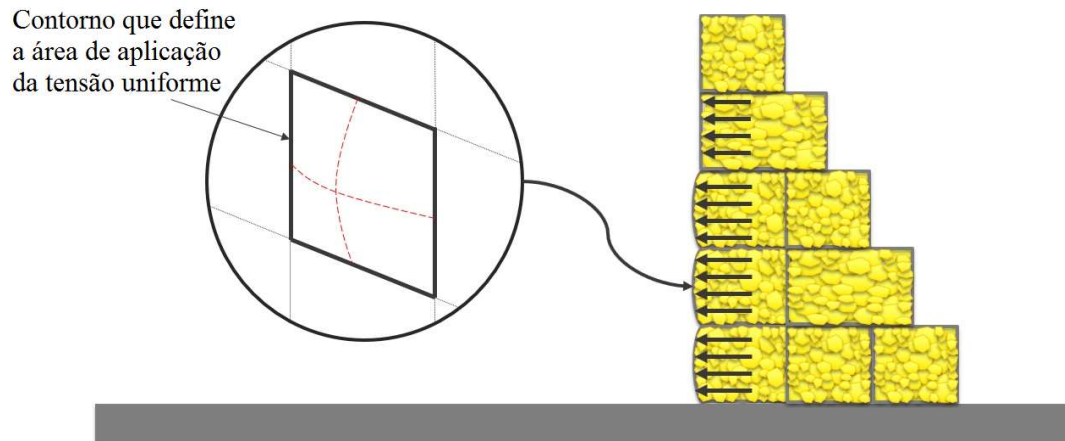


Figura 7.2 - Contorno que define o painel metálico submetido a tensão.

Como demonstrado no modelo numérico analisado no Capítulo 6, a tensão horizontal atuante no painel frontal do gabião é função da tensão vertical aplicada. A Figura 7.3a mostra a tensão vertical atuante em cada camada de gabião ao se admitir que a força normal se distribui uniformemente ao longo da face exposta até a borda da camada de gabião. Ao gerar a tensão vertical e considerando que apenas a parte frontal de cada camada de gabião não está confinada e, portanto, livre para sofrer deslocamento, admite-se que a tensão horizontal é resistida pela malha metálica responsável pelo confinamento do material de enchimento e esta se assemelha a uma membrana elástica delgada capaz de resistir apenas a esforços de tração (Figura 7.3b). Este mesmo conceito foi apresentado na Figura 6.30.

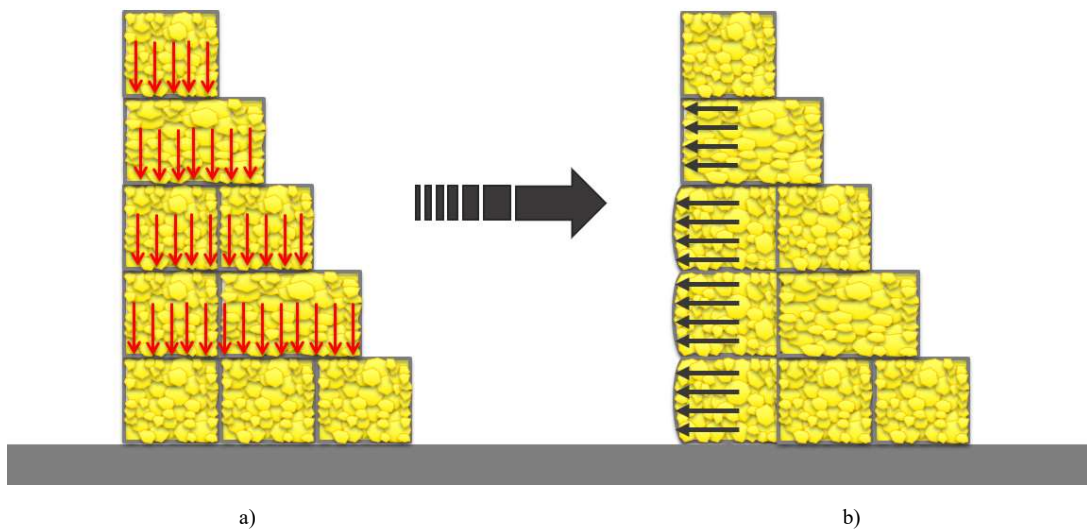


Figura 7.3 - Tensões atuantes sobre as camadas de um muro de gabião: a) tensão vertical por camada; b) tensão horizontal aplicada sobre a face externa do muro por camada.

7.1 Comportamento elástico da malha metálica do gabião

Como mostrado na Figura 7.3 o comportamento da malha hexagonal do gabião, sob a condição de carga, assemelha-se a uma membrana de comportamento elástico. Isto é percebido em obras de contenção reais e será confirmado baseado nas hipóteses adotadas neste capítulo, dando ênfase ao estudo da malha metálica e como esta pode ser analisada por uma abordagem simplificada para a criação de um método de cálculo.

Os resultados de ensaios de tração realizados na malha hexagonal que compõem o elemento gabião revelam proporcionalidade entre a tensão de tração e a deformação da malha e por essa razão os gráficos de caracterização desse material remetem a um comportamento elástico-linear anisotrópico. Isso é constatado durante o ensaio de tração da malha, no qual o valor da força de tração na direção transversal (direção de menor dimensão do hexágono) é aproximadamente metade do valor da direção longitudinal. A Figura 7.4 mostra o resultado de um ensaio de tração da malha hexagonal tipo 8x10, 2,7 mm, em ambas as direções.

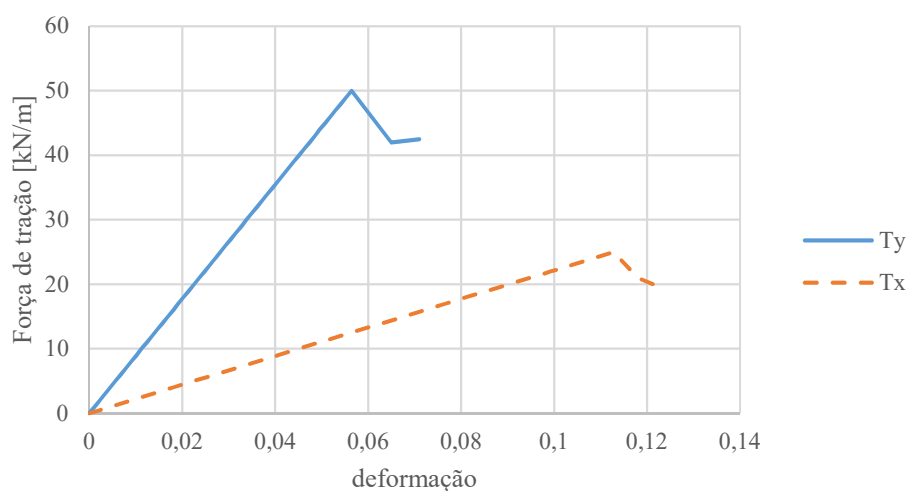


Figura 7.4 - Curva força de tração/deformação de uma malha hexagonal tipo 8x10, 2,7 mm – Ty – direção longitudinal, Tx – direção transversal.

Apesar da anisotropia da malha, percebe-se o comportamento elástico no material em ambas as direções e que ao ser utilizada como material de encapsulamento apresenta propriedades que podem ser aproximadas às de uma membrana elástica, isto é, um material elástico capaz de resistir apenas a esforços de tração, que do ponto de vista geométrico, pode se deformar e assumir a forma de uma superfície curva quando submetido a uma tensão normal ao plano da malha, como previamente comentado. Tendo em vista tal comportamento, justifica-

se o estudo das relações de rigidez para relacionar força e deslocamento de forma matricial, ou seja, a determinação da matriz de rigidez da malha hexagonal de dupla torção. A próxima seção trata do estudo do comportamento do hexágono formado pela malha e de como as propriedades mecânicas do arame podem se relacionar com a sua geometria através do uso da matriz de rigidez.

7.2 Matriz de rigidez da malha de gabiões

Uma vez definido que o material tem um comportamento elástico, tem-se a condição de proporcionalidade entre a deformação e a força de tração e como malha hexagonal apresenta sua resistência variando em relação à direção, esta se encontra em um estado anisotrópico de tensão, podendo assim ser definido:

$$\begin{Bmatrix} T_x \\ T_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} \\ k_{yx} & k_{yy} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \end{Bmatrix} \quad \text{ou} \quad \begin{Bmatrix} T_x \\ T_y \end{Bmatrix} = [k] \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \end{Bmatrix} \quad (7.1)$$

onde T_x e ε_x são a força de tração (por unidade de comprimento) e deformação na direção x ; T_y e ε_y são a força de tração (por unidade de comprimento) e deformação na direção y e $[k]$ representa a matriz de rigidez *reduzida* da malha.

As condições de contorno para avaliar as tensões de tração em ambas as direções da malha hexagonal são:

para $\varepsilon_x = 0$,

$$T_x = k_{xy}\varepsilon_y \quad \text{e} \quad T_y = k_{yy}\varepsilon_y$$

e, para $\varepsilon_y = 0$,

$$T_x = k_{xx}\varepsilon_x \quad \text{e} \quad T_y = k_{yx}\varepsilon_x$$

A forma geométrica do hexágono representa a unidade que define essa malha e, portanto, tem-se um elemento padrão que representa uma sequência repetitiva capaz de compor a malha. A partir desse elemento tem-se a forma discreta desse material (Figura 7.5). Pode-se

dizer que cada trecho da unidade do hexágono de arames compõe uma “barra”, com propriedades bem definidas.

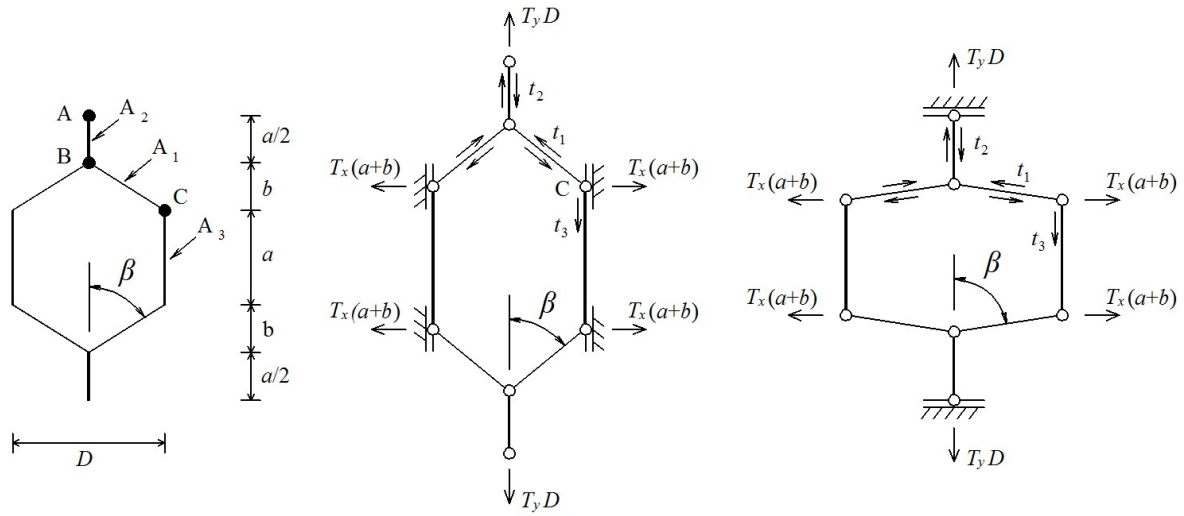


Figura 7.5 - Padrão de sequência repetitiva.

Para uma carga T_y aplicada na direção de maior rigidez da malha (direção y) o equilíbrio de forças fornece:

$$t_1 = T_y D / 2 \cos \beta \quad (7.2)$$

$$t_2 = T_y D \quad (7.3)$$

$$t_3 = T_y D / 2 \quad (7.4)$$

$$\beta = \arctan(D/2b) \quad (7.5)$$

e a reação nos apoios é:

$$T_x(a+b) = t_1 \sin \beta = \frac{T_y D}{2} \tan \beta \quad (7.6)$$

Isso significa que

$$T_x = n T_y, \quad n = \frac{D}{2(a+b)} \tan \beta = \frac{D^2}{4b(a+b)} \quad (7.7)$$

As extensões das “barras” são:

$$\delta_1 = \frac{t_1 l_1}{EA_1} \quad (7.8)$$

$$\delta_2 = \frac{t_2 l_2}{EA_2} \quad (7.9)$$

$$\delta_3 = \frac{t_3 l_3}{EA_3} \quad (7.10)$$

onde,

$$L_1 = \sqrt{b^2 + \frac{D^2}{4}}, \quad L_2 = \frac{a}{2}, \quad L_3 = a$$

e

$$A_2 = 2A_1, \quad A_3 = A_2/2 = A_1$$

Nas equações (7.8) a (7.10), E é o módulo de elasticidade do material e A_1 , A_2 e A_3 são as áreas equivalentes das seções das barras.

A extensão do conjunto na direção y é:

$$\delta_y = 2(\delta_1/\cos \beta + \delta_2 + \delta_3) \quad (7.11)$$

e, dado que $\sin \alpha = D/2l_1$ e $\cos \beta = b/l_1$, a deformação equivalente do conjunto na direção y é:

$$\varepsilon_y = \frac{\delta_y}{2(a+b)} = \frac{T_y D}{16EA_1 b^2 (a+b)} \left[12ab^2 + (4b^2 + D^2)^{3/2} \right] \quad (7.12)$$

As componentes da matriz de rigidez para a carga na direção y são:

$$k_{yy} = \frac{T_y}{\varepsilon_y} = \frac{16EA_1 b^2 (a+b)}{D \left[12ab^2 + (4b^2 + D^2)^{3/2} \right]} \quad (7.13)$$

e

$$k_{xy} = \frac{T_x}{\varepsilon_y} = \frac{nT_y}{\varepsilon_y} = nk_{yy} = \frac{4EA_1 b D}{12ab^2 + (4b^2 + D^2)^{3/2}} \quad (7.14)$$

No caso de carga T_x com $\varepsilon_y = 0$, tem-se:

$$\delta_x = 2 \left(\frac{\delta_1}{\sin \beta} + \frac{\delta_2 + \delta_3}{\tan \beta} \right) \quad (7.15)$$

o que conduz a

$$\varepsilon_x = \frac{\delta_x}{D} = \frac{T_y}{4EA_1 D} \left[12ab^2 + (4b^2 + D^2)^{3/2} \right] \quad (7.16)$$

Como $T_y = T_x/n$, obtém-se

$$\varepsilon_x = \frac{T_x (a+b)}{EA_1 D^3} \left[12ab^2 + (4b^2 + D^2)^{3/2} \right] \quad (7.17)$$

e

$$k_{xx} = \frac{T_x}{\varepsilon_x} = \frac{EA_1 D^3}{(a+b) \left[12ab^2 + (4b^2 + D^2)^{3/2} \right]} \quad (7.18)$$

$$k_{yx} = \frac{T_y}{\varepsilon_x} = \frac{1}{n} k_{xx} = \frac{4EA_1 b D}{12ab^2 + (4b^2 + D^2)^{3/2}} \quad (7.19)$$

Calculando o determinante da matriz $[k]$,

$$\det \begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} \\ k_{yx} & k_{yy} \end{bmatrix} = k_{xx} k_{yy} - k_{xy} k_{yx} = k_{xx} k_{yy} - \frac{k_{xx}}{n} k_{yy} = 0$$

Sendo o determinante nulo, tem-se que a matriz $[k]$ é singular.

Pode-se verificar que $k_{xy} = k_{yx}$, implicando em,

$$k_{xx} = n^2 k_{yy} \quad (7.20)$$

A matriz de rigidez de um painel de malha, com dimensões l_x por l_y , pode ser obtida fazendo:

$$\begin{Bmatrix} T_x \\ T_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/l_y & 0 \\ 0 & 1/l_x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \end{Bmatrix} \quad \text{e} \quad \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/l_x & 0 \\ 0 & 1/l_y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \end{Bmatrix} \quad (7.21)$$

onde F_x e δ_x são a força de tração total e deslocamento total na direção x ; F_y e δ_y são a força de tração total e deslocamento total na direção y .

Essa operação resulta:

$$\begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l_y}{l_x} k_{xx} & k_{xy} \\ k_{yx} & \frac{l_x}{l_y} k_{yy} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \end{Bmatrix} \quad (7.22)$$

A matriz na equação (7.22) é a matriz de rigidez do painel.

As condições de contorno impostas são compatíveis com as utilizadas no ensaio de tração realizado na malha metálica, ou seja, para que não haja a formação de um mecanismo e a malha possa ser tracionada em uma direção é necessário que a outra direção esteja restringida, isto é, sem deformação. Por essa razão a garra posicionada na prensa utilizada no teste de tração possui pinos laterais que restringem as deformações na horizontal.

Baseado na equação (7.7) e considerando uma malha tipo 8x10, ou seja, $D = 8$ cm, tem-se, que $a = 4$ cm, $b = 4$ cm e $n = 0,50$.

Esse resultado de n confirma os valores obtidos nos testes de tração na direção perpendicular às torções. O valor da força de tração na direção transversal (T_x) é metade do valor da direção longitudinal (T_y). A equação (7.20) considera que o valor da rigidez na direção longitudinal é quatro vezes o valor da rigidez na outra direção.

O estudo teórico realizado nesta seção serve de base para confirmar a anisotropia da malha metálica e fornecer subsídios para entender seu comportamento mecânico quando

submetida a esforços de tração nas direções nas quais é ensaiada, em função das propriedades mecânicas do arame e da geometria da malha. Falta entender seu comportamento mecânico quando submetida a uma carga normal (como mostrado na Figura 7.3) e como este pode se assemelhar à hipótese da membrana inicialmente proposta. Numericamente este comportamento foi estudado no final do Capítulo 6.

A partir da próxima seção será enfatizado o conceito de membrana elástica e como esta pode se assemelhar a malha hexagonal em dupla torção, permitindo simplificar o modelo numérico criado e determinar os critérios necessários para o método de determinação da capacidade de carga dos gabiões.

7.3 Malha hexagonal e membrana elástica

Considere-se a malha hexagonal como uma membrana elástica de espessura muito fina, sem peso, plana e sujeita a uma força de tração uniforme, T , no plano (x,y) , ao sofrer deformação (Figura 7.6a). Ao fixar essa membrana ao longo de um contorno (C), aplica-se uma tensão, p , uniforme, na direção perpendicular à superfície da membrana (Gomes, 2009).

Essa membrana deforma-se, assumindo a forma de uma superfície curva, Figura 7.6b, que pode ser descrita por uma função, $z = f(x,y)$. Admita-se ainda que sob a ação da tensão normal p uma força de tração T uniforme se desenvolva na membrana. Considere-se agora um elemento de membrana retangular $abcd$, de dimensões $dx.dy$, e admita-se o equilíbrio de todas as forças que sobre ele atuam (Figura 7.7).

Ao projetar as forças segundo a direção do eixo z , obtém-se,

$$\begin{aligned}
 p dxdy + T dy \left(\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial z}{\partial x} dx \right) - T dy \left(\frac{\partial z}{\partial x} \right) + T dx \left(\frac{\partial z}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial z}{\partial y} dy \right) - T dx \left(\frac{\partial z}{\partial y} \right) &= 0 \\
 p dxdy + T \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} dxdy + T \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} dxdy &= 0 \\
 \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} &= -\frac{p}{T} \quad \rightarrow \quad \nabla^2 z = -\frac{p}{T} \quad (7.23)
 \end{aligned}$$

A equação (7.23) representa a equação bidimensional de Poisson, no qual o operador laplaciano se iguala a relação entre a pressão e tensão de tração atuantes sobre a membrana. Neste caso foi considerado que a força de tração é igual em ambas as direções,

porém essa equação ainda pode ser expressa em função de forças de tração diferentes. Considere-se que a força de tração seja diferente em ambas as direções, T_x e T_y .

$$pdx dy + T_x dy \frac{\partial z}{\partial x} + T_x \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} dx dy + T_y dx \frac{\partial z}{\partial y} + T_y \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} dx dy - T_x dy \frac{\partial z}{\partial x} - T_y dx \frac{\partial z}{\partial y} = 0$$

$$T_x \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + T_y \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = -p \quad (7.24)$$

A equação (7.24) se refere a uma equação diferencial parcial do tipo elíptica para um problema no qual as tensões de tração se diferem em ambas as direções. Como a malha hexagonal em dupla torção apresenta uma condição anisotrópica, a resistência à tração difere em ambas as direções. A equação (7.24) retrata melhor as condições de trabalho dessa malha ao encapsular o material de enchimento dos gabiões.

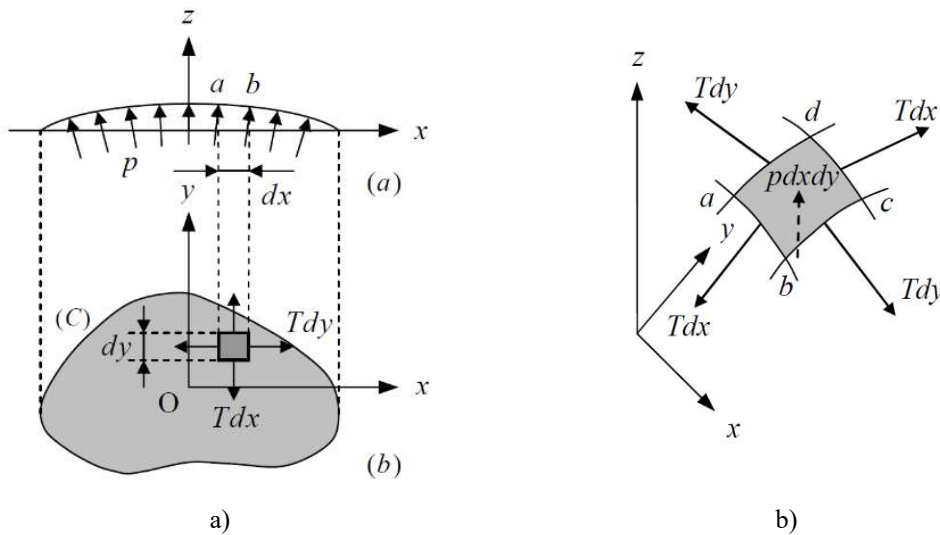


Figura 7.6 - Membrana Elástica (GOMES, 2009)

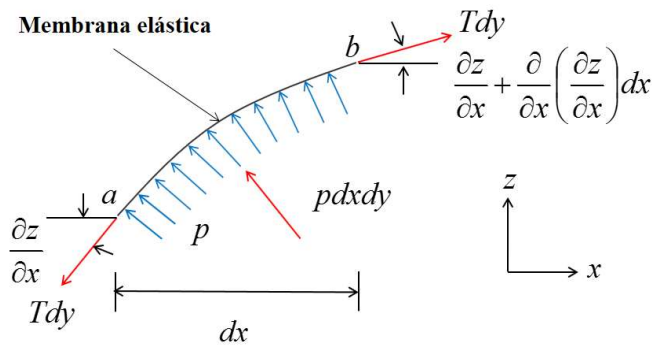


Figura 7.7 - Equilíbrio das forças sobre um elemento de membrana.

É possível obter uma solução aproximada para o deslocamento que ocorre na direção da tensão aplicada, definido pela equação (7.23), usando o método das diferenças finitas

(MDF). Trata-se de um método numérico que determina uma solução aproximada para problemas que englobam equações diferenciais parciais. No caso em questão foi proposta uma grade de nós equidistante $n \times n$ (Figura 7.8), cujos nós da extremidade são fixados por uma condição de contorno. Em seguida, obtêm-se as aproximações por diferenças finitas das derivadas parciais de segunda ordem para o caso bidimensional da equação (7.23).

Considerando $\Delta x = \Delta y$, o deslocamento z será calculado nos pontos $x_{i,j}$, isto é, tem como incógnitas $z_{i,j} \approx z(x_{i,j})$.

$$z_{i,j} = \frac{(z_{i-1,j} + z_{i+1,j})\Delta y^2 + (z_{i,j-1} + z_{i,j+1})\Delta x^2 - \Delta x^2 \Delta y^2 (-p/T)}{2(\Delta x^2 + \Delta y^2)} \quad (7.25)$$

A equação (7.25) define o cálculo do valor do deslocamento em um ponto no interior do domínio discretizado em função dos valores definidos no contorno, da tensão uniforme atuante, p , e da força de tração, T , constante idêntica em ambas as direções.

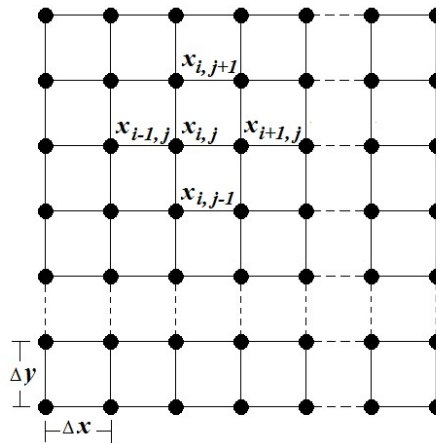


Figura 7.8 - Discretização do domínio para um problema bidimensional.

É possível ainda definir o valor do deslocamento no interior do domínio aproximando a equação (7.24), cuja força de tração é distinta em ambas as direções, T_x e T_y .

$$z_{i,j} = \frac{p\Delta x^2 \Delta y^2 + T_x \Delta y^2 z_{i+1,j} + T_x \Delta y^2 z_{i-1,j} + T_y \Delta x^2 z_{i,j+1} + T_y \Delta x^2 z_{i,j-1}}{2(T_x \Delta y^2 + T_y \Delta x^2)} \quad (7.26)$$

A Figura 7.9 mostra um gráfico em três dimensões com uma verificação numérica pelo MDF, considerando a face frontal de um gabião com um metro quadrado distribuída em uma grade de nós equidistantes.

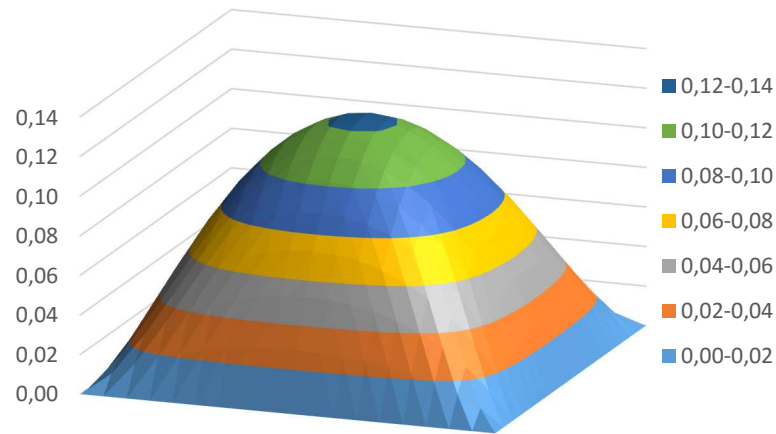


Figura 7.9 - Deslocamentos numericamente determinados.

Em uma condição real de instalação, a malha metálica pode se encontrar com os trechos de dupla torção tanto na direção horizontal quanto na vertical. Por isso, um estudo simplificado de uma condição isotrópica de análise para a malha metálica se torna justificável. Posteriormente na Seção 7.5 será feita uma abordagem isotrópica para a membrana elástica utilizando os resultados obtidos do ensaio de puncionamento na malha.

7.4 Solução aproximada para membrana anisotrópica retangular com pressão constante

Uma vez definido que a equação de Poisson, para um problema no qual as forças de tração se diferem em ambas as direções, é compatível com analogia da membrana elástica feita para malha hexagonal de dupla torção, uma abordagem analítica pode ser feita, a fim de se obter uma solução aproximada do deslocamento para o caso da membrana anisotrópica quando submetida a uma tensão normal uniforme.

A equação diferencial para o deslocamento transversal $w(x, y)$ ao longo da membrana sob a ação de uma tensão uniforme p foi demonstrada e definida na equação (7.24).

De acordo com a Figura 7.10, ao longo das bordas da membrana, as condições de contorno são:

$$w(-l_x/2, y) = w(l_x/2, y) = w(x, -l_y/2) = w(x, l_y/2) = 0$$

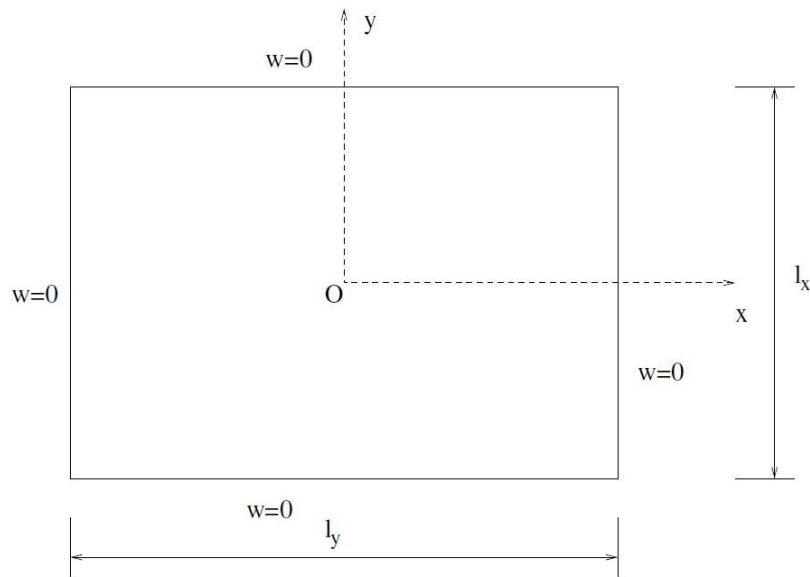


Figura 7.10 - Vista frontal da membrana elástica e condições de contorno.

Uma aproximação possível para o deslocamento ao longo dos eixos $y = 0$ e $x = 0$ é dada por polinômios de grau quatro,

$$\begin{aligned} w_a(x) &= a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3x^3 + a_4x^4 \\ w_b(y) &= b_0 + b_1y + b_2y^2 + b_3y^3 + b_4y^4 \end{aligned} \quad (7.27)$$

No centro da membrana, ponto O, o deslocamento $w_a(0) = w_b(0) = w_0$, o que implica:

$$a_0 = b_0 = w_0$$

As duas funções aproximadoras são claramente pares $w_a(-x) = w_a(x)$ e $w_b(-y) = w_b(y)$ devido à simetria da membrana. Dessa maneira, tem-se que:

$$a_1 = a_3 = b_1 = b_3 = 0$$

Então as funções aproximadoras ficam reduzidas a:

$$\begin{aligned} w_a(x) &= w_0 + a_2x^2 + a_4x^4 \\ w_b(y) &= w_0 + b_2y^2 + b_4y^4 \end{aligned} \quad (7.28)$$

Aplicando as condições de contorno da membrana nas funções aproximadoras, obtém-se:

$$\begin{aligned} w_0 + \frac{a_2}{4} l_x^2 + \frac{a_4}{16} l_x^4 &= 0 \\ w_0 + \frac{b_2}{4} l_y^2 + \frac{b_4}{16} l_y^4 &= 0 \end{aligned} \quad (7.29)$$

Aplicando a equação (7.28) no centro da membrana, a partir das funções aproximadoras definidas pela equação (7.29), obtém-se:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} &= 2a_2, \quad \text{para } x = 0 \\
\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} &= 2b_2, \quad \text{para } y = 0 \\
2a_2T_x + 2b_2T_y &= -p
\end{aligned} \tag{7.30}$$

enquanto nas bordas, obtém-se:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} &= 2a_2 + 3a_4l_x^2, \quad \text{para } x = l_x/2 \\
\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} &= 2b_2 + 3b_4l_y^2, \quad \text{para } y = l_y/2 \\
2a_2 + 3a_4l_x^2 &= -p/T_x \\
2b_2 + 3b_4l_y^2 &= -p/T_y
\end{aligned} \tag{7.31}$$

A solução do sistema de cinco equações lineares dado pelas expressões acima resulta:

$$\begin{aligned}
w_0 &= \frac{7p}{48} \frac{l_x^2 l_y^2}{T_x l_y^2 + T_y l_x^2} \\
a_2 &= \frac{p}{10T_x} \frac{T_y l_x^2 - 6T_x l_y^2}{T_x l_y^2 + T_y l_x^2} \\
a_4 &= \frac{p}{15T_x l_x^2} \frac{T_x l_y^2 - 6T_y l_x^2}{T_x l_y^2 + T_y l_x^2} \\
b_2 &= \frac{p}{10T_y} \frac{T_x l_y^2 - 6T_y l_x^2}{T_x l_y^2 + T_y l_x^2} \\
b_4 &= \frac{p}{15T_y l_y^2} \frac{T_y l_x^2 - 6T_x l_y^2}{T_x l_y^2 + T_y l_x^2}
\end{aligned}$$

Chamando $\alpha = T_x/T_y$ e $\beta = l_x^2/l_y^2$, obtém-se:

$$\begin{aligned}
w_0 &= \frac{7pl_y^2}{48T_y} \frac{\beta}{\alpha + \beta} \\
a_2 &= \frac{p}{10T_y} \frac{\beta - 6\alpha}{\alpha(\alpha + \beta)} \\
a_4 &= \frac{p}{15T_y l_y^2} \frac{\alpha - 6\beta}{\alpha\beta(\alpha + \beta)} \\
b_2 &= \frac{p}{10T_y} \frac{\alpha - 6\beta}{(\alpha + \beta)}
\end{aligned}$$

$$b_4 = \frac{p}{15T_y l_y^2} \frac{\beta - 6\alpha}{(\alpha + \beta)}$$

Na membrana elástica, as forças T_x e T_y são proporcionais à deformação da membrana:

$$T_x = k_{xx}\varepsilon_x + k_{xy}\varepsilon_y, \quad T_y = k_{yx}\varepsilon_x + k_{yy}\varepsilon_y$$

onde, k_{ij} são as componentes da matriz de rigidez da membrana.

A deformação pode ser aproximada assumindo uma forma parabólica para o deslocamento ao longo dos eixos:

$$w_{ap}(x) = w_0 \left(1 - \frac{4}{l_x^2} x^2 \right)$$

$$w_{bp}(y) = w_0 \left(1 - \frac{4}{l_y^2} y^2 \right)$$

O comprimento ao longo das curvas de w_{ap} e w_{bp} é:

$$l_{dx} = \int_{-l_x/2}^{l_x/2} \sqrt{1 + \left(\frac{\partial w_{ap}}{\partial x} \right)^2} dx = \frac{1}{8} \left(4\sqrt{l_x^2 + 16w_0^2} + \frac{l_x^2 \operatorname{asinh}(4w_0/l_x)}{w_0} \right) \quad (7.32)$$

$$l_{dy} = \int_{-l_y/2}^{l_y/2} \sqrt{1 + \left(\frac{\partial w_{bp}}{\partial y} \right)^2} dy = \frac{1}{8} \left(4\sqrt{l_y^2 + 16w_0^2} + \frac{l_y^2 \operatorname{asinh}(4w_0/l_y)}{w_0} \right) \quad (7.33)$$

Portanto, as deformações ε_x e ε_y ficam:

$$\varepsilon_x = \frac{l_{dx}}{l_x} - 1 = \frac{1}{8} \left(\frac{4\sqrt{l_x^2 + 16w_0^2}}{l_x} + \frac{l_x \operatorname{asinh}(4w_0/l_x)}{w_0} \right) - 1 \quad (7.34)$$

$$\varepsilon_y = \frac{l_{dy}}{l_y} - 1 = \frac{1}{8} \left(\frac{4\sqrt{l_y^2 + 16w_0^2}}{l_y} + \frac{l_y \operatorname{asinh}(4w_0/l_y)}{w_0} \right) - 1 \quad (7.35)$$

e as forças T_x e T_y :

$$T_x = k_{xx} \left[\frac{1}{8} \left(\frac{4\sqrt{l_x^2 + 16w_0^2}}{l_x} + \frac{l_x \operatorname{asinh}(4w_0/l_x)}{w_0} \right) - 1 \right] + k_{xy} \left[\frac{1}{8} \left(\frac{4\sqrt{l_y^2 + 16w_0^2}}{l_y} + \frac{l_y \operatorname{asinh}(4w_0/l_y)}{w_0} \right) - 1 \right] \quad (7.36)$$

$$T_y = k_{yx} \left[\frac{1}{8} \left(\frac{4\sqrt{l_x^2 + 16w_0^2}}{l_x} + \frac{l_x \operatorname{asinh}(4w_0/l_x)}{w_0} \right) - 1 \right] + k_{yy} \left[\frac{1}{8} \left(\frac{4\sqrt{l_y^2 + 16w_0^2}}{l_y} + \frac{l_y \operatorname{asinh}(4w_0/l_y)}{w_0} \right) - 1 \right] \quad (7.37)$$

ou

$$T_x = k_{xx} \left[\frac{1}{8} \left(4\sqrt{1 + 16w_{x0}^2} + \frac{\operatorname{asinh}(4w_{x0})}{w_{x0}} \right) - 1 \right] + k_{xy} \left[\frac{1}{8} \left(4\sqrt{1 + 16w_{y0}^2} + \frac{\operatorname{asinh}(4w_{y0})}{w_{y0}} \right) - 1 \right] \quad (7.38)$$

$$T_y = k_{yx} \left[\frac{1}{8} \left(4\sqrt{1+16w_{x0}^2} + \frac{\operatorname{asinh}(4w_{x0})}{w_{x0}} \right) - 1 \right] + k_{yy} \left[\frac{1}{8} \left(4\sqrt{1+16w_{y0}^2} + \frac{\operatorname{asinh}(4w_{y0})}{w_{y0}} \right) - 1 \right] \quad (7.39)$$

onde $w_{x0} = w_0/l_x$ e $w_{y0} = w_0/l_y$.

Para a solução final recorre-se a um processo iterativo. Estima-se um valor inicial para w_0 , calculam-se T_x e T_y e com estes um novo valor w_0 . Repete-se então o processo até a convergência dos resultados.

Caso o resultado procurado seja a tensão p para um dado valor de deslocamento w_0 , calculam-se T_x e T_y pelas equações (7.36) e (7.37) ou (7.38) e (7.39) e então obtém-se diretamente p pela expressão de w_0 .

Devido à anisotropia da malha metálica (resistência longitudinal é o dobro da transversal), tem-se a necessidade em realizar ensaio de tração na malha em ambas as direções, porém esse não é um procedimento definido por norma. Por essa razão, o ensaio de puncionamento, que também é um ensaio índice que caracteriza a condição de ruptura da malha metálica, pode ser uma alternativa para criar uma aproximação isotrópica para o problema em questão. Ambos os ensaios, tanto o de tração unidimensional, quanto o de puncionamento, apresentam uma forma de caracterizar a condição de ruptura do material havendo, porém, uma diferença na direção da carga aplicada e consequente diferença também na forma de abordagem para a deformação sob carregamento.

A Seção 7.5 apresenta uma abordagem isotrópica para o problema da malha metálica através dos dados obtidos pelo ensaio de puncionamento, posteriormente fazendo uso do conceito da membrana elástica como solução aproximada.

7.5 Análise do ensaio de puncionamento como membrana elástica isotrópica

No ensaio de puncionamento descrito na Seção 3.2.3, tem-se uma carga aplicada em uma área de aproximadamente $0,10 \text{ m}^2$ no centro do painel em malha metálica, através de um pistão. Na condição de campo, tem-se o elemento gabião recebendo uma carga uniforme (hipótese simplificadora) ao longo de uma superfície de $1,00 \text{ m}^2$, ou seja, devido à diferença de atuação de carga, não é possível utilizar diretamente o resultado do ensaio de puncionamento como parâmetro de projeto para a análise de estabilidade interna. Sendo assim, é necessário

desenvolver um procedimento de análise baseado nas condições impostas pelo ensaio de puncionamento e seus resultados. Essa consideração será melhor explicada posteriormente.

Observa-se, durante o ensaio de puncionamento, que a forma da malha metálica sob carga é a de um sólido de revolução que se assemelha a um tronco de cone de base menor com área de $0,096 \approx 0,10 \text{ m}^2$ ($r_1 = 0,175 \text{ m}$) e base maior de área equivalente a um quadrado de lado $1,00 \text{ m}$ ($r_2 = \sqrt{1/\pi}$). A base menor recebe a força de puncionamento do pistão e a distribui ao longo do perímetro do círculo formado (Figura 7.11).

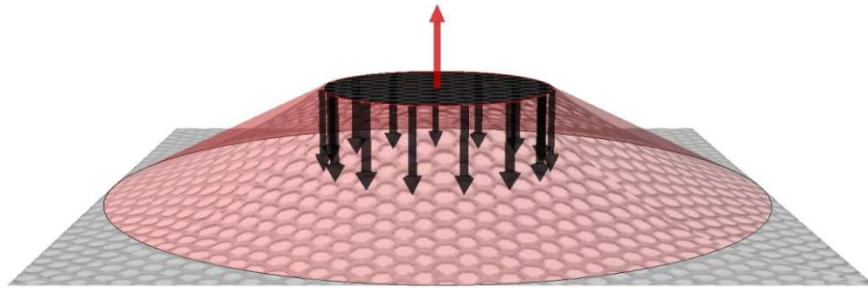


Figura 7.11 – Forma aproximada obtida durante o ensaio de puncionamento; perspectiva tridimensional.

Uma vez definida a forma da malha metálica (Figura 7.11) e tendo a força de puncionamento registrada durante o ensaio como a única componente vertical (despreza-se o peso da própria malha), é possível, através do equilíbrio de forças, definir as componentes atuantes sobre a malha metálica (Figura 7.12).

Na Figura 7.12 tem-se uma força T que representa uma tensão equivalente ao longo da malha (condição isotrópica), uma vez que sua componente vertical ao longo do círculo equilibra a força F aplicada pelo pistão sobre a malha. Esse tipo de simplificação justifica o uso da força de puncionamento e define um padrão para as diversas malhas hexagonais similar ao que ocorre com a resistência à tração longitudinal característica, uma vez que a hipótese de membrana elástica, para a malha metálica, seja aceita.

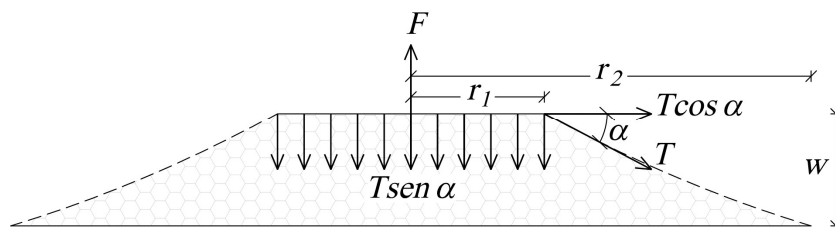


Figura 7.12 - Forma cônica obtida durante o ensaio de puncionamento e diagrama de corpo rígido em um corte transversal.

Ao considerar a malha metálica do gabião como uma membrana elástica, as hipóteses estabelecidas pela equação bidimensional de Poisson são aceitas e durante o ensaio de puncionamento, esta pode ser aproximada a uma membrana circular isotrópica. Portanto, tal aproximação gera o domínio apresentado na Figura 7.13, com dois círculos circunscritos.

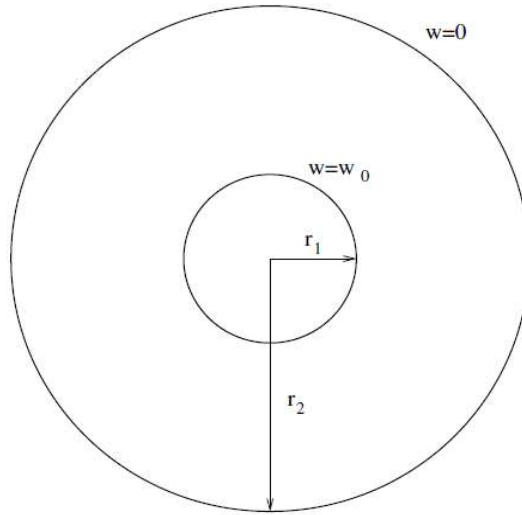


Figura 7.13 - Vista superior do ensaio de puncionamento aproximando a uma membrana elástica isotrópica.

Na borda do pistão tem-se deslocamento $w = w_0$, enquanto que na borda externa da membrana $w = 0$. A equação de Laplace em coordenadas polares é dada por:

$$\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} + \frac{1}{r^2} \frac{d^2 w}{d\theta^2} = 0 \quad (7.40)$$

Como o modelo é axissimétrico, a equação (7.40) se reduz a:

$$\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} = 0 \quad (7.41)$$

A solução geral para equação (7.41) é:

$$w(r) = C_1 \ln(r) + C_2 \quad (7.42)$$

Utilizam-se as condições de contorno indicadas na Figura 7.13, para obter a solução da equação (7.41).

$$r = r_2 \rightarrow w = 0, \text{ para essa condição, tem-se: } 0 = C_1 \ln(r_2) + C_2 \rightarrow C_2 = -C_1 \ln(r_2)$$

$$r = r_1 \rightarrow w = w_0, \text{ para essa condição, tem-se: } w_0 = C_1 \ln(r_1) - C_1 \ln(r_2)$$

Obtém-se que:

$$C_1 = \frac{w_0}{\ln(r_1/r_2)} \quad \text{e} \quad C_2 = -\frac{w_0}{\ln(r_1/r_2)} \ln(r_2)$$

Para as condições de contorno indicadas na Figura 7.13, a solução é:

$$w(r) = \frac{w_o \ln(r/r_2)}{\ln(r_1/r_2)} \quad (7.43)$$

e a derivada em relação a r é:

$$w'(r) = \frac{w_o}{r \ln(r_1/r_2)} \quad (7.43)$$

A inclinação da membrana na borda do pistão é dada por:

$$\tan \alpha = w'(r_1) = \frac{w_o}{r_1 \ln(r_1/r_2)} \quad (7.45)$$

A força total vertical provida pela membrana ao longo da borda do pistão é:

$$F = 2\pi r_1 T \sin \alpha \quad (7.46)$$

onde T é a força por unidade de comprimento (resistência à tração na membrana ou força de puncionamento equivalente), assumida como constante.

Pode-se calcular a força T na membrana elástica a partir do valor do deslocamento máximo, w_o , e força máxima no pistão aplicado sobre a membrana, F , valor este obtido do ensaio de puncionamento.

A Tabela 7.1 apresenta os valores para a tensão na membrana elástica calculado para três diferentes tipos de malha metálica.

Tabela 7.1 - Resultado da força de puncionamento equivalente.

Tipo de malha	Máximo deslocamento (mm)	Força de puncionamento, F (kN)	$\tan(\alpha)$	$\sin(\alpha)$	Tensão na membrana, T (kN/m)
8x10, 2,4	160	20,8	0,78	0,62	29,18
10x12, 2,7	150	21,1	0,73	0,59	29,54
8x10, 2,7	150	26,4	0,73	0,59	36,93

7.6 Rigidez equivalente

A fim de otimizar o processo de cálculo a matriz de rigidez proposta na Seção 7.2 precisa ser simplificada e por isso optou-se por utilizar o conceito disposto na equação bidimensional de Poisson e as análises numéricas no MED, apresentadas no Capítulo 6, para determinar qual seria a rigidez equivalente que a malha metálica deve apresentar sob a condição de tensão apresentada nas Seções 7.3, 7.4 e 7.5.

Assumindo que a malha hexagonal do gabião se comporta como uma membrana elástica, a solução aproximada da equação bidimensional de Poisson permite determinar, em função da tensão normal uniforme atuante e a força de tração por unidade de comprimento da membrana, qual o deslocamento máximo na direção da tensão aplicada (conforme demonstrado na Seção 7.3). Para isso é necessário conhecer o valor da força de tração da malha, pois o valor da tensão uniforme é conhecido e determinado em função da tensão vertical atuante em cada estrato de um muro de arrimo (Figura 7.14).

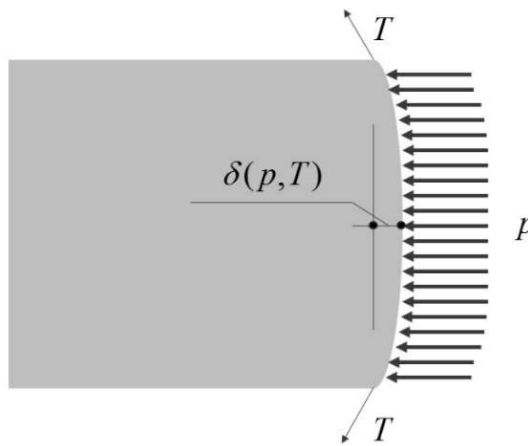


Figura 7.14 - Deslocamento máximo atuante em função da tensão horizontal e da força de tração.

Considere que o laplaciano da equação de Poisson é igual a um valor unitário.

$$\nabla^2 w = 1 \quad (7.47)$$

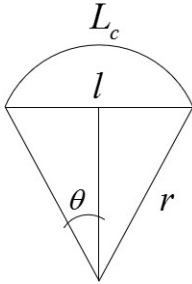
Dados os valores de l_x e de l_y é possível determinar o deslocamento horizontal máximo unitário, $\bar{\delta}$. Desse modo, tem-se que:

$$\delta = \frac{p}{T} \bar{\delta} \quad (7.48)$$

onde, δ é o deslocamento máximo na direção da tensão atuante; p é a tensão uniforme e T é força de tração da malha por unidade de comprimento, igual em ambas as direções.

Através do método das diferenças finitas (Seção 7.3) é possível calcular o valor do deslocamento horizontal máximo unitário para um $l_x=l_y=1,0$ m, $\bar{\delta} = 0,073$.

Para o cálculo da deformação, considerou-se que a membrana poderia apresentar a forma circular ou parabólica. O comprimento da membrana após a deformação pode ser obtido por:



Circular:
$$L_c = \frac{\left[(l/2)^2 + \delta^2 \right] \arcsen \left[\frac{l\delta}{(l/2)^2 + \delta^2} \right]}{\delta}$$

Parabólica:
$$L_c = \frac{1}{8} \left(4\sqrt{l^2 + 16\delta^2} + \frac{l^2 \operatorname{arcsenh} \left(\frac{4\delta}{l} \right)}{\delta} \right)$$

Verificou-se que ambas as formas, circular e parabólica, apresentam resultados muito próximos (Figura 7.15).

Considerou-se nas análises que a membrana deformada tem uma forma parabólica e seu comprimento é dado por:

$$L_c(\delta) = \frac{1}{8} \left(4\sqrt{l^2 + 16\delta^2} + \frac{l^2 \operatorname{arcsenh} (4\delta/l)}{\delta} \right) \quad (7.49)$$

A deformação na membrana então será:

$$\varepsilon(\delta) = \frac{L_c(\delta)}{l} - 1 \quad (7.50)$$

Uma vez determinado o valor do deslocamento, a força de tração pode ser calculada em função do deslocamento:

$$T(\delta) = k_{eq} \cdot \varepsilon(\delta) \quad (7.51)$$

onde k_{eq} é a rigidez equivalente da malha hexagonal.

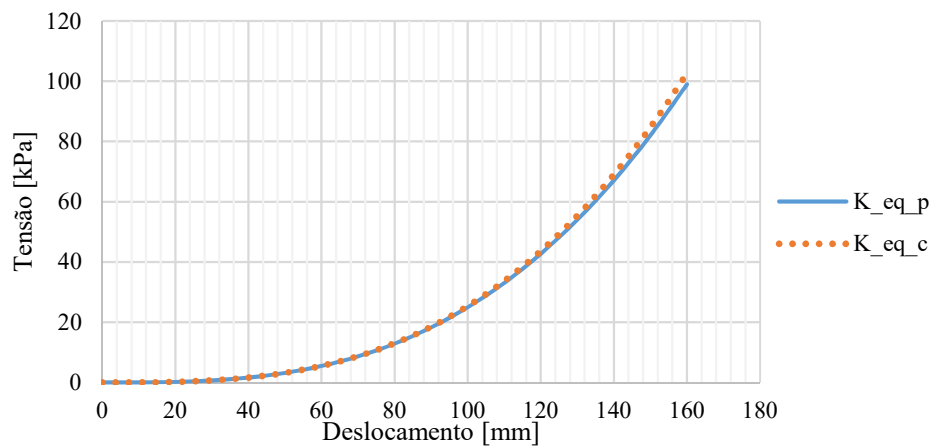


Figura 7.15 – Curvas tensão em função do deslocamento da membrana com forma circular (K_eq_c) e parabólica (K_eq_p).

7.7 Estimativa da rigidez equivalente

Como visto na Seção 7.6 é necessário utilizar a rigidez equivalente da malha para calcular o valor da força de tração em função do deslocamento. Para isso, utilizou-se a análise da rigidez teórica apresentada na Seção 7.2 e o modelo numérico já criado (Capítulo 6) para calibrar o valor da rigidez equivalente em função da tensão uniforme e do deslocamento.

No Capítulo 6 foi realizada uma análise do comportamento da malha submetida a uma tensão normal uniforme no MED (Figura 6.30). Através desse modelo também foi possível determinar a força de tração mobilizada em ambas as direções e através da equação (7.50), que define a deformação da membrana, é possível obter uma relação dos resultados (Figura 7.16).

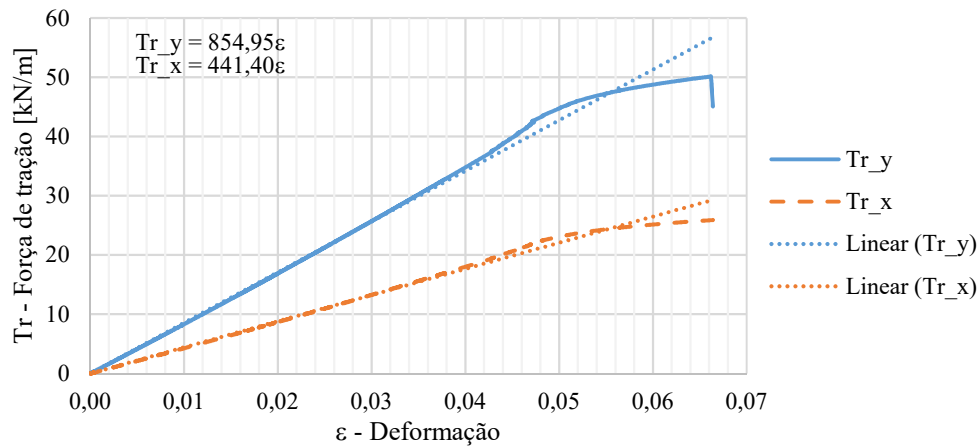


Figura 7.16 – Relação entre força de tração por unidade de comprimento e deformação na membrana, após aplicada tensão normal; Tr_y – Força na direção longitudinal; Tr_x – Força na direção transversal.

Utilizando também as equações (7.13), (7.14) e (7.18), componentes da matriz de rigidez, tem-se os seguintes resultados:

$$\text{equação (7.13)} - k_{yy} = 886,26 \text{ kN/m}$$

$$\text{equação (7.14)} - k_{xy} = 443,13 \text{ kN/m}$$

$$\text{equação (7.18)} - k_{xx} = 221,56 \text{ kN/m}$$

Baseado no gráfico da Figura 7.16, tem os seguintes resultados:

$$kr_y = 854,95 \text{ kN/m} \text{ e } kr_x = 441,40 \text{ kN/m}$$

onde, kr_y é a rigidez na direção y em função da deformação da membrana e kr_x é a rigidez na direção x em função da deformação da membrana.

Os resultados são próximos e servem de referência para definir a rigidez equivalente apresentada na equação (7.51). Tem-se inicialmente a ideia de que este valor deve ser algo inferior ao valor da rigidez na direção principal, ou seja, na direção de maior resistência da malha.

Para confirmar o valor da rigidez equivalente definiu-se a curva tensão por deslocamento baseada na equação (7.48) e por uma estimativa visual se calibrou esta curva baseada no modelo de curva numérica apresentada no Capítulo 6 (Figura 6.30).

Esta abordagem serviu para calibrar a rigidez equivalente dos três tipos de malha hexagonais que foram estudadas e apresentadas no Capítulos 5 e 6.

As seções a seguir apresentarão os resultados para as rigidezes equivalentes que foram obtidos em função das duas alturas estudadas para os gabiões, 1,00 m e 0,50 m.

7.7.1 Rigidez equivalente para gabiões de 1,00 m

As análises no MED foram feitas para gabiões com $l_x=l_y=1,0$ m, e estas foram utilizadas para determinar o valor da rigidez da malha metálica, a partir da equação (7.48) a qual o valor do deslocamento unitário é $\bar{\delta} = 0,073$.

As Figuras 7.17 a 7.19 mostram os resultados das análises para um painel com 1,0 m x 1,0 m.

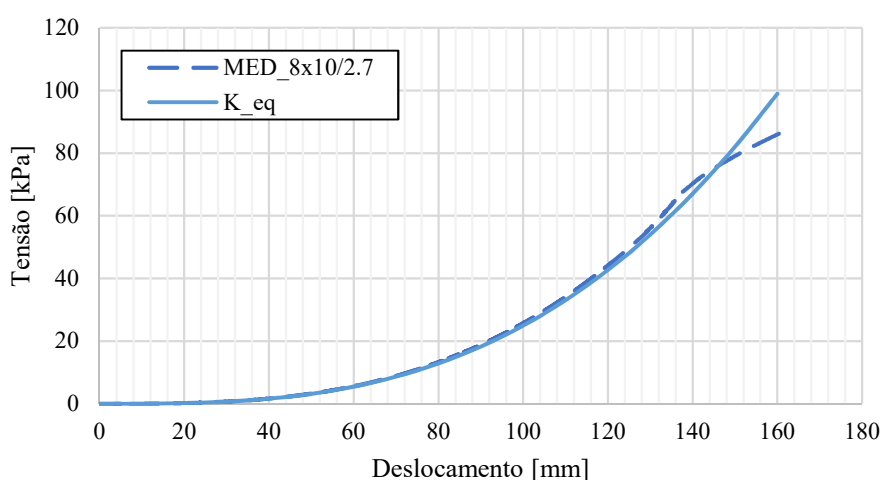


Figura 7.17 – Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_8x10/2.7 – análise numérica no MED para a malha 8x10, 2,7 mm; K_eq – curva determinada através da equação (7.48) para uma rigidez de $k = 700$ kN/m.

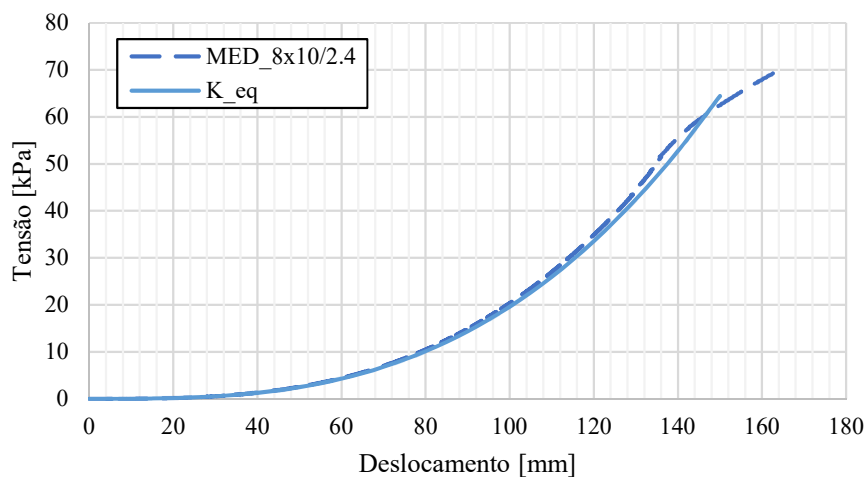


Figura 7.18 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_8x10/2.4 – análise numérica no MED para a malha 8x10, 2,4 mm; K_eq – curva determinada através da equação (7.48) para uma rigidez de $k = 550$ kN/m.

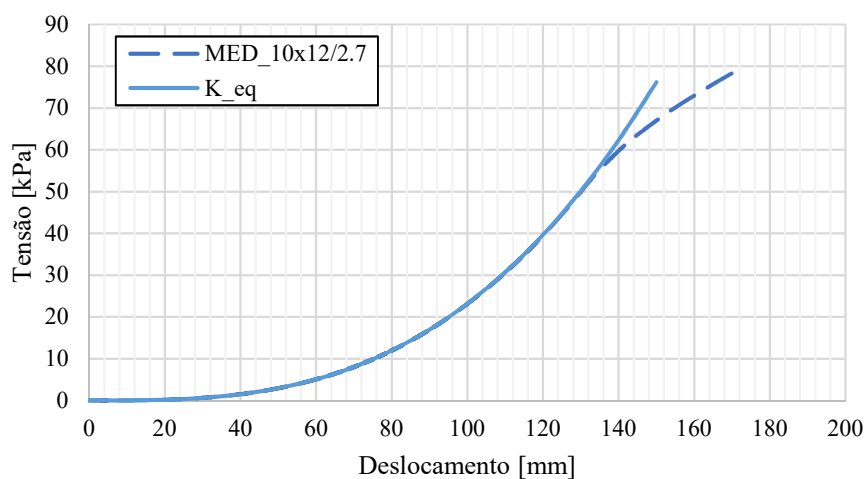


Figura 7.19 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_10x12/2.7 – análise numérica no MED para a malha 10x12, 2,7 mm; K_eq – curva determinada através da equação (7.48) para uma rigidez de $k = 650$ kN/m.

A Tabela 7.2 apresenta os valores de rigidez equivalente para três diferentes tipos de malha, resultado das análises para um painel com 1,0 m x 1,0 m.

Tabela 7.2 - Rigidez equivalente da malha hexagonal para um gabião com 1,0 m de altura.

Tipo de malha	Rigidez equivalente
8x10, 2,7 mm	700 kN/m
8x10, 2,4 mm	550 kN/m
10x12, 2,7 mm	650 kN/m

7.7.2 Rigidez equivalente para gabiões de 0,50 m

As análises no MED foram feitas para gabiões com $l_x=0,5$ m e $l_y=1,0$ m, e estas foram utilizadas para determinar o valor da rigidez da malha metálica, a partir da equação (7.48) no qual o valor do deslocamento unitário é $\bar{\delta} = 0,027$.

As Figuras 7.20 a 7.22 mostram os resultados das análises para um painel com 1,0 m x 0,5 m.

Os resultados apresentados nas Figuras 7.20, 7.21 e 7.22, se referem a painéis de malha hexagonal com a maior dimensão do hexágono paralelo a menor dimensão do painel (Figura 7.23b), ou seja, um gabião caixa com altura de 0,50 m e maior dimensão dos hexágonos na direção vertical.

Foram também feitas simulações dos painéis com hexágonos na direção horizontal (Figura 7.23a) e a rigidez equivalente obtida foi um quarto do valor da rigidez equivalente com hexágonos na direção vertical. A Figura 7.24 apresenta os resultados destas simulações.

A rigidez equivalente obtida é compatível com a equação (7.20), uma vez que as dimensões do painel favorecem maior concentração de tensão na direção de menor comprimento, assemelhando-se à condição do ensaio unidirecional da malha.

Como a resistência da malha é menor na direção paralela à menor dimensão do hexágono, a rigidez equivalente da malha também segue essa influência com a mesma proporção ao quadrado (equação 7.20).

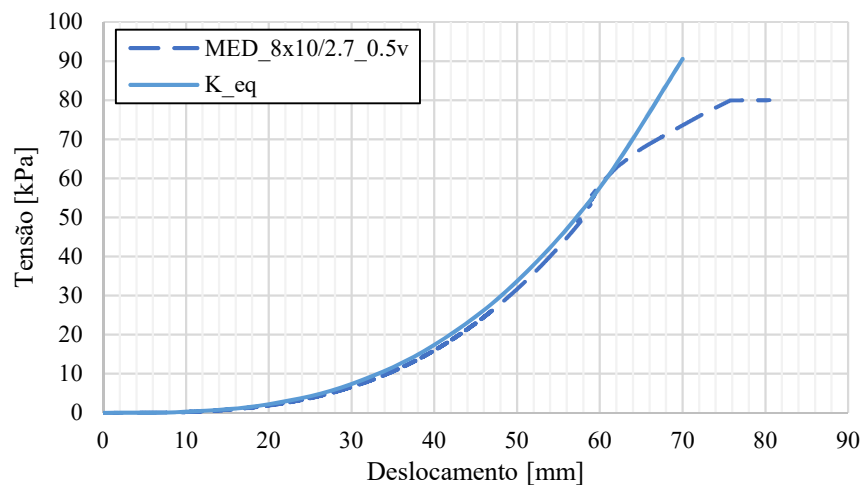


Figura 7.20 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_8x10/2.7_0.5v – análise numérica MED, malha 8x10, 2,7 mm, malha na direção vertical; K_eq – determinado da equação (7.48) com rigidez de $k = 700$ kN/m.

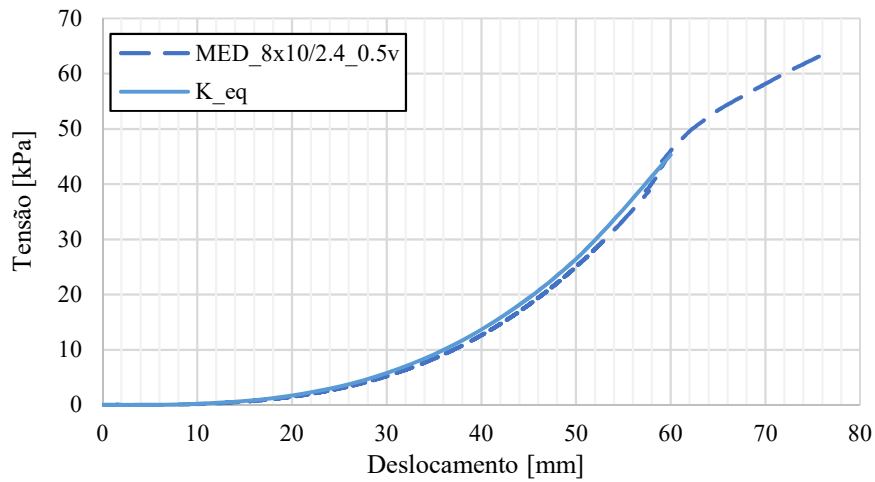


Figura 7.21 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_8x10/2.4_0.5v – análise numérica MED, malha 8x10, 2,4 mm, malha na direção vertical; K_eq – determinado da equação (7.48) com rigidez de $k = 550$ kN/m.

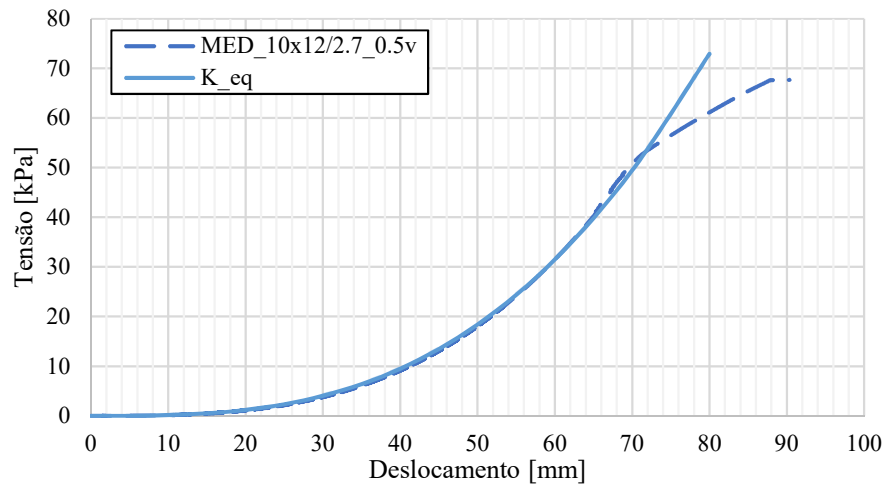


Figura 7.22 - Curva tensão uniforme e deslocamento: MED_10x12/2.7_0.5v – análise numérica MED, malha 10x12, 2,7 mm, malha na direção vertical; K_eq – determinado da equação (7.48) com rigidez de $k = 650$ kN/m.

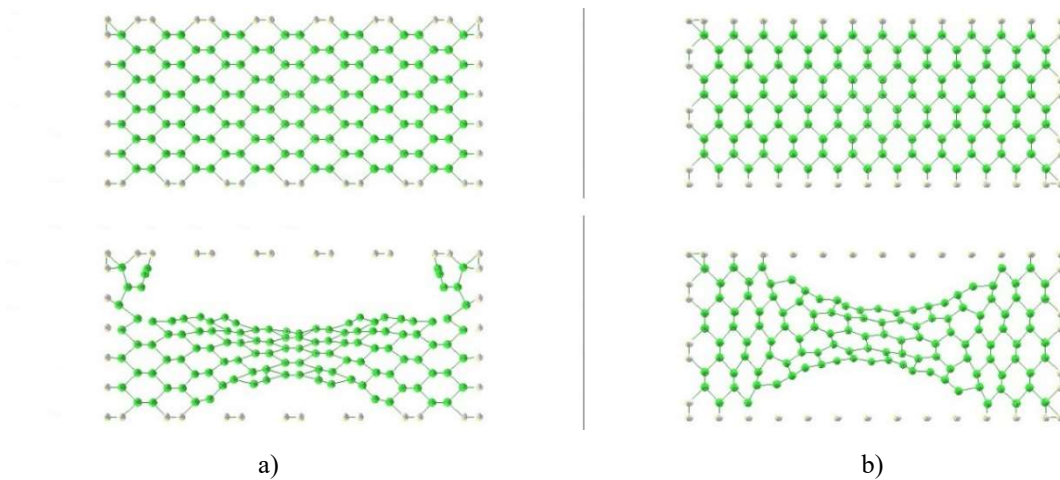


Figura 7.23 - Representação do painel frontal do gabião; a) malha metálica com hexágonos na direção horizontal – antes e após a ruptura; b) malha metálica com hexágonos na direção vertical – antes e após a ruptura.

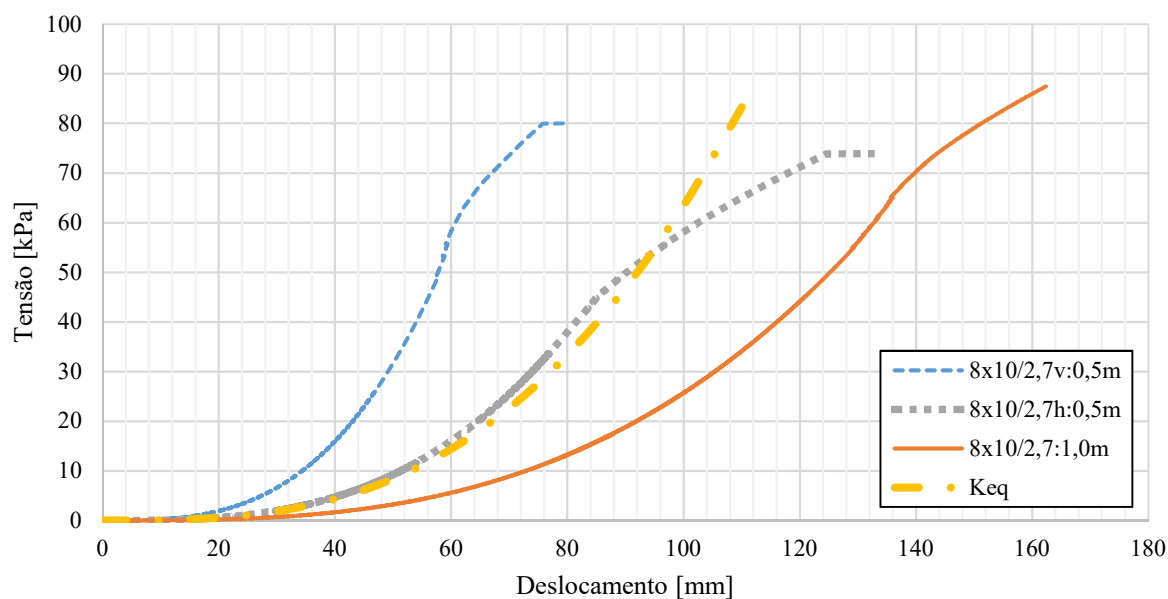


Figura 7.24 - Curva tensão uniforme e deslocamento; 8x10/2,7v:0,5m – análise numérica no MED para a rede 8x10, 2,7 mm com malha na direção vertical; 8x10/2,7h:0,5m – análise numérica no MED para a rede 8x10, 2,7 mm com malha na direção horizontal; 8x10/2,7:1,0m – análise numérica no MED para a rede 8x10, 2,7 mm; K_eq – curva determinada através da equação (7.48) para uma rigidez de $k = 175 \text{ kN/m}$.

A Tabela 7.3 apresenta os valores de rigidez equivalente para três diferentes tipos de malha, resultado das análises para um painel com 0,5 m x 1,0 m, considerando também a posição do hexágono variando em ambas as direções.

Tabela 7.3 - Rigidez equivalente da malha hexagonal para um gabião com 0,5 m de altura.

Tipo de malha	Malha hexagonal na direção vertical	Malha hexagonal na direção horizontal
	Rigidez equivalente	Rigidez equivalente
8x10, 2,7 mm	700 kN/m	175 kN/m
8x10, 2,4 mm	550 kN/m	137,5 kN/m
10x12, 2,7 mm	650 kN/m	162,5 kN/m

7.8 Método de Cálculo

Os resultados dos estudos experimentais, numéricos e teóricos, apresentados nos capítulos anteriores, simplificam a compreensão do comportamento dos elementos que compõem o gabião e permitem a criação de um método de cálculo para ser usado na verificação da capacidade de carga do gabião em muros de arrimo.

Este método foi criado através do uso de materiais específicos e experimentos com amostras em condições de restrição laterais bem definidas, buscando reduzir as incertezas encontradas e estabelecer padrões que se aproximassem das condições reais dos gabiões estão expostos, sendo necessário obedecer às propriedades dos materiais, formas de manuseio e enchimento das caixas e propriedades mecânicas do material de enchimento, apresentados neste trabalho.

O método de cálculo desenvolvido consiste na verificação da segurança contra três tipos de falha nos elementos de gabião (Figura 7.25), os quais são elencados a seguir e detalhados nas próximas seções:

- Verificação da ruptura estrutural interna do gabião;
- Verificação da ruptura da malha;
- Verificação do abaulamento máximo admissível.

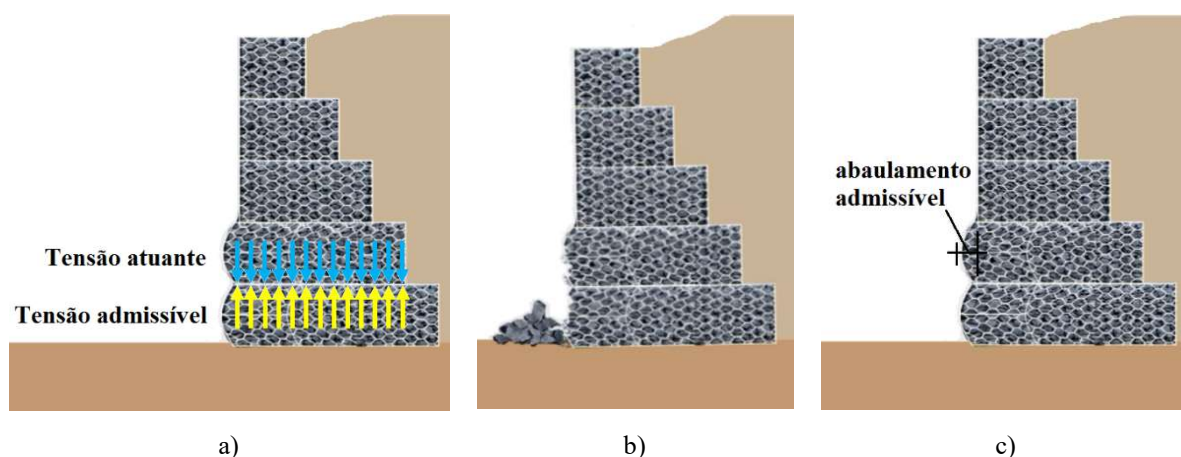


Figura 7.25 - Tipos de falha nos elementos de gabião em muros de arrimo: a) ruptura estrutural; b) ruptura da malha; c) abaulamento admissível.

7.8.1 Verificação da ruptura estrutural interna do gabião

Os muros de arrimo em gabião são compostos por camadas dispostas a cada metro ou meio metro e estas estão submetidas a uma tensão vertical uniforme oriunda da força normal aplicada sobre cada camada (Seção 3.1.5). Desse modo, tem-se a tensão atuante que deve ser suportada pela capacidade de carga do arranjo estrutural formado pelo conjunto malha metálica e material de enchimento. A falha do gabião por ruptura interna, em uma estrutura de arrimo, é caracterizada quando a tensão atuante sobre qualquer uma das camadas exceder a sua capacidade de carga (Figura 7.25a). Essa falha é acompanhada por grande deslocamento relativo entre os elementos do material de enchimento, podendo ou não haver ruptura destes. Externamente, esse tipo de falha é caracterizado por grande deformação vertical e horizontal do gabião. Nos ensaios de compressão em gabiões, a ruptura da estrutura interna é identificada por grande deslocamento vertical com pequeno aumento da carga aplicada, sem haver ruptura da malha, sendo neste momento definido o valor da sua capacidade de carga.

A verificação da segurança contra a ruptura interna do gabião é feita pela comparação entre a tensão vertical atuante em cada camada de gabião no campo e a tensão vertical máxima de referência do gabião empregado.

O valor da tensão máxima de referência, para esta análise, pode ser determinado através de uma série de ensaios de compressão, utilizando gabiões com as mesmas dimensões e o mesmo tipo de malha usada no campo. Além disso deve-se usar o mesmo material e método de enchimento empregado na obra, e as condições de restrição laterais devem ser as mesmas.

Devido ao alto custo e tempo necessário para execução dos ensaios, a abordagem sugerida para obtenção da tensão de referência pode não ser justificável para alguns tipos de obra. Para esses casos, sugere-se o uso dos resultados apresentados neste trabalho, desde que o material de enchimento seja composto por pedras de rocha sã, com resistência comparável ao granito ou basalto e sejam respeitadas as instruções de montagem apresentadas. Além disso, sobre o valor da tensão de referência obtida neste trabalho, deve ser aplicado um coeficiente de segurança que reflita não só a variabilidade dos resultados experimentais, mas também a incerteza sobre as consequências da diferença entre o material de campo e o de laboratório. Sugere-se um coeficiente de segurança igual a 2 (dois), como uma proposta inicial baseado na norma ABNT NBR 6122:1996 - Projeto e execução de fundações, que reporta coeficientes de ponderação para prova de carga entre 1,2 e 2,2, recomendando que este possa ser mínimo, uma vez que haja a realização de ensaios. O coeficiente sugerido também é baseado na experiência

em vários anos de obras nas quais tal valor foi utilizado. Porém, este coeficiente necessita de estudos mais detalhados que possam defini-lo de forma apropriada. No momento, o valor deste coeficiente é considerado como uma proposta inicial e, portanto, um valor empírico que deve ser confirmado.

Recomenda-se também que os produtores de gabião realizem ensaios de compressão, a fim de disponibilizar ao mercado informações de referência sobre o comportamento de diversos materiais de preenchimento em função do tipo de malha metálica, além de ensaios de caracterização da malha, como tração e puncionamento.

Por fim, a verificação da ruptura estrutural interna do gabião é feita da seguinte forma:

$$\text{Tensão atuante} \leq \text{Tensão máxima admissível} = (\text{Tensão máxima de referência}) / 2$$

7.8.2 Verificação da ruptura da malha

Ao aplicar tensões verticais sobre as camadas de um muro de gabião são produzidas tensões horizontais resistidas pela malha metálica, que deve apresentar características de resistência compatíveis com os esforços gerados, caso contrário a malha romperá (Figura 7.25b). A malha metálica que compõe os gabiões não apresenta muitas variações de resistência e os seus valores são especificados pelos fabricantes e condizentes com os critérios de ensaio estabelecidos por norma. Na prática, é um material com níveis de confiabilidade altos e o coeficiente de segurança adotado normalmente não ultrapassa 1,40, valor este que pode ser baseado em indicações do código de referência inglês (*British Standard* - BS 8006:2010).

Existem situações onde a direção principal da malha, aquela paralela às torções, encontra-se tanto na horizontal, quanto na vertical (Figura 7.26) e isso deve ser levado em conta no dimensionamento. Porém, considerar tal efeito requer um cálculo criterioso e o conhecimento detalhado das propriedades mecânicas da malha em ambas as direções, além de uma prévia definição em projeto das direções nas quais os painéis frontais dos gabiões estarão posicionados. Por essa razão e com o intuito de solucionar o problema da anisotropia da malha, foi definido na Seção 7.6 o conceito de rigidez equivalente da malha, no qual a força de tração atuante passa a ser um valor equivalente e comparável ao valor da resistência à tração derivada do ensaio de puncionamento (Seção 7.5).

O critério utilizado para a verificação da ruptura da malha leva em conta o fato de que a falha ocorre quando o valor da força de tração atuante sobre o painel frontal da camada

de gabião, derivada da tensão lateral atuante, é superior ao valor da resistência de ruptura da malha ou resistência à tração na membrana (Seção 7.5), obtido através do ensaio de puncionamento e tido como valor de referência após ser dividido pelo coeficiente de segurança.

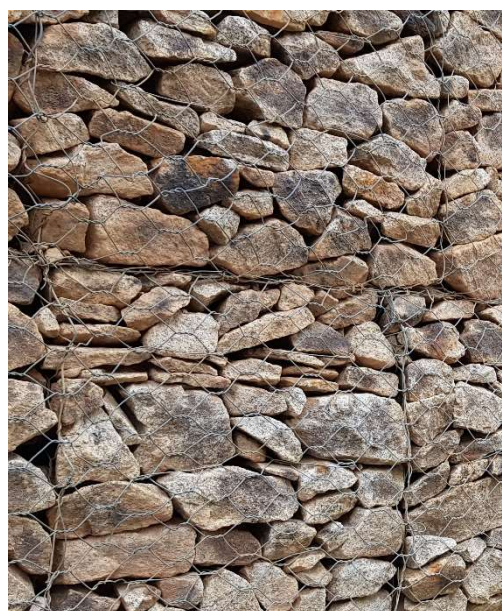
Como este é um critério de análise simplificado, tem-se que o painel frontal do gabião é disposto com base e altura de um metro ou base de um metro e altura de meio metro, ou seja, a deflexão do painel ocorre em uma área restringida. Fato este similar às condições de campo, nas quais os gabiões estão dispostos em células de um metro de largura (Figura 7.26).

Conclui-se então que a verificação da ruptura da malha é feita da seguinte maneira:

$$\text{Força de tração atuante} \leq \text{Resistência admissível} = (\text{Resistência de ruptura}) / 1,3$$



a)



b)

Figura 7.26 - Direção da malha metálica: a) direção principal da malha na vertical; b) direção principal da malha na horizontal.

7.8.3 Verificação do abaulamento máximo admissível

Tem-se, em função da experiência em arrimos de gabiões, que os abaulamentos causam efeito estético desagradável, além do risco de ruína. Por essa razão define-se um nível de abaulamento máximo admissível para que as camadas de gabiões em um arrimo apresentem segurança e confiabilidade às obras (Figura 7.25c). Ao ser submetido a carga vertical, cada camada de gabião é submetida a uma tensão horizontal que é resistida pelo painel de malha metálica posicionado na face frontal do muro. Isso ocorre durante a fase executiva ou durante a vida útil da obra, caso haja alteração no nível de tensões.

Similar ao critério utilizado na Seção 7.8.2 tem-se o painel frontal do gabião com base e altura de um metro ou base de um metro e altura de meio metro, ou seja, o abaulamento do painel ocorre em uma área restringida (Figura 7.27). O valor de referência para o abaulamento pode ser definido em função da perspectiva do projeto, com base na experiência do projetista ou devido a restrições nos deslocamentos horizontais máximos que o muro deve apresentar, ou seja, não existe um critério claro estabelecido. Porém, durante os ensaios realizados nesta pesquisa e também baseado nos modelos numéricos criados, foi possível definir valores de referência para o abaulamento tanto pelo aspecto visual, como pelos resultados observados durante os ensaios de compressão realizados, além das experiências de campo.

Pode-se definir o valor de referência de 10 % da altura da camada de muro em metros, ou seja, para camadas de gabião com um metro de altura o abaulamento máximo admissível é de 0,10 m e para camadas de gabião com altura de 0,50 m é 0,05 m.



Figura 7.27 - Abaulamento no painel frontal de uma camada de muro de gabião.

A Figura 7.14 ilustra o deslocamento máximo atuante em função da tensão horizontal aplicada, gerando o abaulamento sobre a camada de gabião e a equação (7.48) define o valor deste deslocamento em função da análise da rigidez equivalente, ou seja, dependerá também do tipo de malha metálica empregada.

Na próxima seção será demonstrado um exemplo de cálculo, a fim de esclarecer como este método pode ser utilizado para o dimensionamento da capacidade de carga dos gabiões baseado nos três critérios de falha que foram estabelecidos.

7.8.4 Exemplo de cálculo

Para efeito de exemplificação será feita a análise da capacidade de carga de um muro de arrimo em gabião com altura 8,00 m, utilizando a malha metálica hexagonal tipo 8x10 com diâmetro 2,70 mm (Figura 7.28).

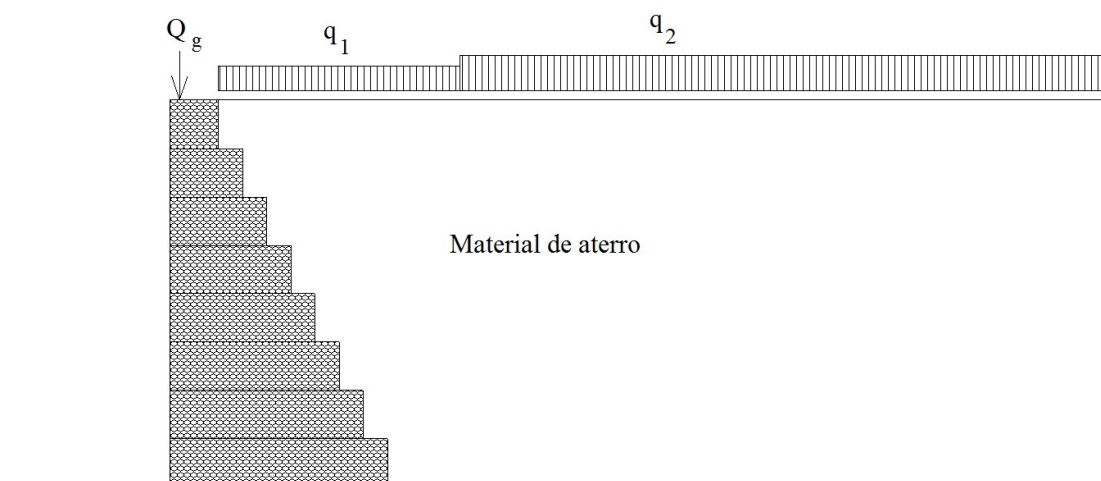


Figura 7.28 - Muro de gabião com 8,00 m de altura, composto por gabiões de 1,00 m.

Material de aterro considerado ao tardo do muro:

Peso específico = 18 kN/m³

Ângulo de atrito interno = 30 graus

Cargas aplicadas:

Sobre o muro, $Q_g = 24 \text{ kN/m}$

Sobre o aterro, $q_1 = 35 \text{ kN/m}^2$

Sobre o aterro, $q_2 = 50 \text{ kN/m}^2$

Para as análises de estabilidade externa foi utilizado o *software* GawacWin® (Gabions Wall Calculation for Windows), distribuído gratuitamente pela empresa Maccaferri e que fornece resultados em cada camada ao longo de um muro de gabião (Tabela 7.4).

Tabela 7.4 - Resultados das análises de estabilidade externa

Camada	Altura (m)	N (kN/m)	Tg (kN/m)	M (kN/m.m)	σ_{\max} (kPa)
1	7,00	591,08	235,72	585,56	298,32
2	6,00	454,53	180,41	399,76	258,40
3	5,00	334,37	130,91	258,32	216,41
4	4,00	236,26	91,70	155,23	179,80
5	3,00	155,54	59,18	84,29	143,50
6	2,00	91,47	32,55	38,97	107,35
7	1,00	44,93	11,30	13,26	76,10

1 - Verificação da ruptura estrutural interna do gabião

De acordo com a Tabela 5.7, o gabião caixa com malha tipo 8x10, 2,7 mm apresenta uma tensão máxima de referência de 893 kPa, sendo este valor dividido por 2 igual a 446,5 kPa e este considerado como a tensão máxima admissível (Seção 7.8.1).

A Tabela 7.4 apresenta os valores atuantes por camada de muro de gabião e estes podem ser comparados ao valor da tensão admissível, como apresentado na Tabela 7.5.

Tabela 7.5 - Tensão atuante em comparação a tensão máxima admissível.

Camada	Tensão vertical atuante (kPa)	Tensão máxima admissível (kPa)
1	298,32	446,5
2	258,40	
3	216,41	
4	179,80	
5	143,50	
6	107,35	
7	76,10	

Todos os valores de tensões atuantes são compatíveis com a tensão máxima admissível. Esta verificação está aprovada.

2 - Verificação da ruptura da malha

O valor de referência é determinado em função do ensaio de puncionamento e pode ser obtido da Tabela 7.1, como sendo igual a 36,93 kN/m. Adota-se o valor de 1,30, como coeficiente de segurança para a malha hexagonal de dupla torção, baseado em indicações do código de referência inglês (*British Standard* - BS 8006) e o valor de referência passa a ser 28,41 kN/m.

O valor da tensão uniforme sobre a malha é determinado em função da tensão vertical atuante, obtido através da equação (6.1). Tem-se o valor do abaulamento obtido através da Figura 7.17 e em seguida o valor da força de tração a partir da equação (7.51).

Tabela 7.6 - Tensão atuante em comparação a tensão de referência.

Camada	Tensão vertical atuante (kPa)	Tensão horizontal atuante, p (kPa)	Abaulamento, δ (mm)	Deformação	Força de tração atuante (kN/m)	Força de tração de referência (kN/m)
1	298,32	29,83	106,23	0,029	20,53	28,41
2	258,40	25,84	101,19	0,027	18,67	
3	216,41	21,64	95,30	0,024	16,60	
4	179,80	17,98	89,52	0,021	14,68	
5	143,50	14,35	82,97	0,018	12,65	
6	107,35	10,73	75,24	0,015	10,43	
7	76,10	7,61	67,04	0,012	8,3	

Todos os valores de forças de tração atuantes, apresentados na Tabela 7.6 são compatíveis com a força de tração de referência. Esta verificação está aprovada.

3 - Verificação do abaulamento máximo admissível

O valor referência é de 0,10 m e o valor atuante é definido segundo descrito na Seção 7.8.3. A Tabela 7.7 apresenta os resultados obtidos nas verificações.

Tabela 7.7 - Tensão atuante em comparação a tensão de referência.

Camada	Tensão vertical atuante (kPa)	Tensão horizontal atuante, p (kPa)	Abaulamento, δ (mm)	Abaulamento máximo admissível (mm)
1	298,32	29,83	106,23	100,00
2	258,40	25,84	101,19	
3	216,41	21,64	95,30	
4	179,80	17,98	89,52	
5	143,50	14,35	82,97	
6	107,35	10,73	75,24	
7	76,10	7,61	67,04	

As camadas 1 e 2 apresentaram valores de abaulamento superiores aos permitidos. Como solução devem ser propostos gabiões caixa com altura de 0,50 m (Figura 7.29), substituindo as camadas 1 e 2 e refazendo a verificação do abaulamento. Os resultados estão apresentados na Tabela 7.8.

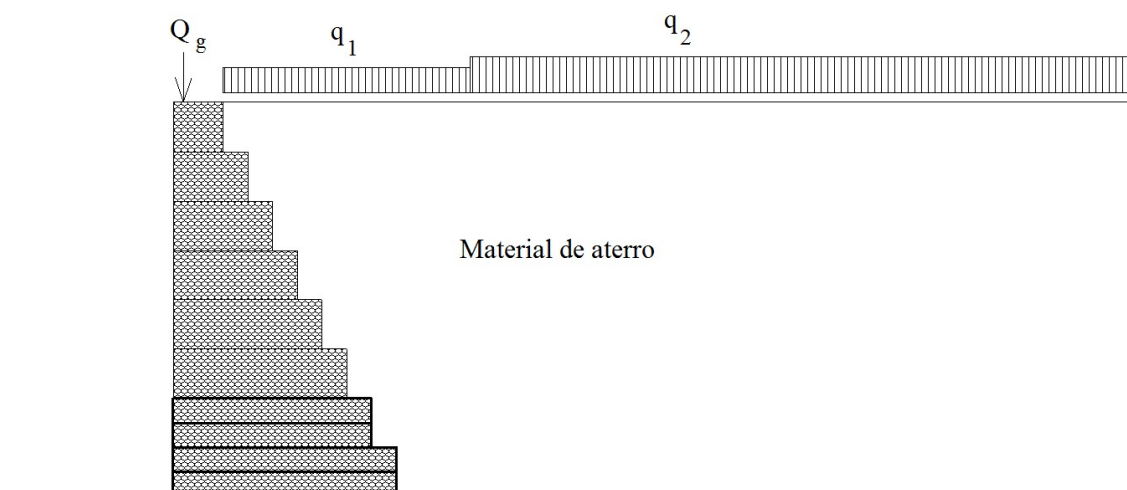


Figura 7.29 - Muro de gabião com 8,00 m de altura, composto por gabiões de 0,50 m e 1,00 m.

Tabela 7.8 - Tensão atuante em comparação a tensão de referência.

Camada	Tensão vertical atuante (kPa)	Tensão horizontal atuante, p (kPa)	Abaulamento, δ (mm)	Força de tração (kN/m)	Abaulamento máximo admissível (mm)
1	286,40	28,64	47,33	16,39	50,00
2	298,32	29,83	47,99	16,83	
3	249,13	24,91	45,16	14,94	
4	258,40	25,84	45,72	15,31	
5	216,41	21,64	95,30	16,60	100,00
6	179,80	17,98	89,52	14,68	
7	143,50	14,35	82,97	12,65	
8	107,35	10,73	75,24	10,43	
9	76,10	7,61	67,04	8,3	

Todos os valores de abaulamento são compatíveis com o abaulamento de referência. Esta verificação está aprovada.

8. Conclusões

A campanha de ensaios proposta em três diferentes continentes possibilitou criar uma base de dados capaz de definir os parâmetros adequados para realizar projetos em gabiões que utilizam malhas flexíveis. Esta malha flexível ou rede em malha hexagonal de dupla torção é um material controlado e normatizado em diversos países, restando ao material de enchimento as incertezas que podem existir em um projeto. Diferentes materiais pétreos foram utilizados nos ensaios e buscou-se manter a resistência a compressão destes elementos superior a 80,00 MPa, desse modo, a variável volumétrica, que corresponde a porosidade, torna-se determinante na relação capacidade de carga e deformação. Os valores de porosidade obtidos no ISMGEO foram os mais críticos e as leituras realizadas as mais consistentes, uma vez que se utilizou um número maior de instrumentos e a campanha de ensaios desenvolvida, foi aperfeiçoada em relação as outras duas anteriores.

Tendo como base de dados os resultados obtidos nos ensaios experimentais, as simulações numéricas foram calibradas e os resultados obtidos foram consistentes. Desse modo, puderam ser utilizados como parâmetros referenciais os resultados numéricos e, a partir desses, definir a capacidade de carga admissível dos gabiões, além dos valores de deformação considerados como críticos para projetos.

No estudo realizado foi possível entender o comportamento dos gabiões quando submetidos a carregamentos verticais, perceber a influência direta da malha metálica que envolve os materiais de preenchimento e, conseqüentemente, traduzi-la como uma membrana elástica de forma simplificada. Tem-se também a constatação de que o comportamento do elemento gabião (material de enchimento mais malha metálica) depende da maneira e da intensidade que a tensão horizontal é aplicada sobre a malha. Nessa etapa do processo, assume-se uma distribuição uniforme de tensão sobre a malha que envolve a face vertical do material de enchimento.

Uma vez calibrado o modelo numérico inicialmente desenvolvido, foi possível retratar numericamente o comportamento do elemento prismático gabião sob diversos níveis de carregamento e sob diversas condições de contorno. Desse modo foi possível quantificar a magnitude das cargas suportadas pelo gabião e relacionar as tensões verticais e horizontais no elemento prismático, além de definir as condições atuantes e de referência sob as quais os muros de gabião devem ser dimensionados.

Foram criados modelos numéricos que simulam gabiões com um e meio metro de altura e constatou-se a influência que essa diferença de altura representa, tanto no ganho de resistência a compressão, quanto na redução do abaulamento da face frontal.

No modelo numérico criado não foi considerado a ruptura dos elementos de enchimento, porém ao utilizar aglomerados de esferas a influência da quebra das pedras não foi um problema na sua calibração. Sugere-se para trabalhos futuros um estudo detalhado do comportamento do material poliédrico indicado no Capítulo 6, a fim de estudar a possibilidade de ruptura dos poliedros e estender os rumos desta pesquisa.

O objetivo deste trabalho foi alcançado e a riqueza de informações apresentadas abre novas possibilidades para trabalhos futuros. Uma nova proposta de modelo numérico foi desenvolvida e um estudo experimental e teórico, que aliou informações de três continentes, permite dizer que esta pesquisa enriquece e reformula os antigos conceitos utilizados para os gabiões e cria uma nova visão sobre os materiais que os compõem. Estudos como ruptura das pedras de enchimento, simulação experimental e numérica da interface entre gabiões, avaliação da forma e da resistência ideal para o material de enchimento, estudo sobre a forma ideal da malha, avaliação de novos materiais de preenchimento, entre vários outros estudos, podem enriquecer ainda mais os resultados obtidos nesta pesquisa.

Recomenda-se ainda que os fabricantes de gabiões realizem ensaios de compressão com diversos tipos de material de preenchimento, pois desse modo será possível criar subsídios para os projetistas desenvolverem soluções de projeto com diversos graus de interesse e dificuldade, como em obras de grande magnitude e casos considerados especiais.

Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 12767: Rochas para revestimento - determinação da resistência à compressão uniaxial: método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 8964: Arames de aço de baixo teor de carbono, revestidos, para gabiões e demais produtos fabricados com malha de dupla torção, Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6207: Arame de aço - Ensaio de tração, Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 10514: Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabiões – Especificação, Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6122: Projeto e execução de fundações, 2010

ASTM INTERNATIONAL - A 975: Standard Specification for Double-Twisted Hexagonal Mesh Gabions and Revet Mattresses, 2011.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION – BS 8006-1: Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills, 2016.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION - BS EN 10223-3: Steel wire and wire products for fencing and netting. Hexagonal steel wire mesh products for civil engineering purposes, 2013.

NORMA BOLIVIANA - NB 709: Alambre de acero de bajo contenido de carbono, revestido, para gaviones y otros productos fabricados con malla hexagonal de doble torsión – Especificaciones (Tercera revisión), 2014.

NORMA BOLIVIANA - NB 710: Redes de acero con malla hexagonal de doble torsión para fabricación de gaviones - Especificaciones (Primera revisión), 2000.

NORMA BOLIVIANA - NB 1224001: Especificaciones para gaviones tipo caja y tipo colchón, producidos con malla hexagonal de doble torsión y fabricados con alambre que cumplen con la norma NB 709 (Correspondiente a la norma ASTM A 975:1997), 2003.

AGOSTINI, R.; BIZZARRI, A.; MASETTI, M. Ouvrages flexibles pour les tronçons torrentiels et fluviaux – Partie 1. Edition Officine Maccaferri S.p.a., Bologna, Italy, 1981.

AGOSTINI, R.; CESARIO, L.; CONTE, A.; MASETTI, M.; AND PAPETTI, A. Flexible gabion structures in earth retaining works, Officine Maccaferri S.p.A., Bologna, Italy, 1987.

AGOSTINI, R.; MAZZALAI, P.; PAPETTI, A. Hexagonal wire mesh for rock-fall and slope protection. Edition Officine Maccaferri S.p.a., Bologna, Italy, 1988.

AYQUIPA HUAMAN, Carmen Julia. Simulação 3D pelo Método dos Elementos Discretos de Refluxo de Material de Sustentação de Fraturas em Poços de Petróleo. Dissertação Mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. 2008.

BARROS, Pêrsio Leister de Almeida. Obras de CONTENÇÃO – Manual Técnico, Maccaferri, 2005.

BARROS, Pêrsio Leister de Almeida. Manual Técnico – Obras de CONTENÇÃO – Maccaferri do Brasil Ltda, 2010.

BERTRAND, David. Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée, Application aux structures de protection contre les éboulements rocheux, Université Joseph Fourier Grenoble 1, 197p. 2006.

BERTRAND, David; NICOT, François; GOTTELAND, Philippe; LAMBERT, Stéphane. Discrete element method (DEM) numerical modeling of double-twisted hexagonal mesh. Canadian Geotechnical Journal (45), pages 1104–1117. 2008.

BURBIDGE, George Wheelock. Gabion connector, US 3840947 A, 1974

COULOMB, Charles Augustin. “Essai sur une application des regles des maximis et minimis a` quelques problemes de statique relatifs a` l’arquiteture”. Mem. Acad. Roy. Pres. Divers, Sav., Paris 5, No. 7, 1776.

CUNDALL, Peter Alan. A Computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock system. Proc. Symp. Int. Soc. Mech., Nancy 2 N° 8. 1971.

CUNDALL, Peter Alan; STRACK, Otto D. L. Discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique, 29(1), 47-65. 1979.

CUNDALL, Peter Alan; STRACK, Otto D. L. A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique volume XXIX N° 1 Pag 112. 1979.

CUNDALL, Peter Alan; DRESCHER, Andrew; STRACK, Otto D. Numerical experiments on granular assemblies. Measurements and observation. University of Minesota, Minneapolis, USA. 1982.

ELIÁŠ, Jan. DEM simulation of railway ballast using polyhedral elemental shapes. In: particle-based methods III: fundamentals and applications, Proceedings of the 3rd International Conference on Particle-based Methods, Fundamentals and Applications, Held in Stuttgart, Germany, pp. 247–256. 2013.

ELIÁŠ, Jan. Simulation of railway ballast using crushable polyhedral particles. Powder Technology 264, 458–465. 2014.

GOMES, Joaquim Francisco da Silva. Mecânica dos Materiais e Estruturas Lineares. Teoria e Aplicações, Capítulo V - Torção de Peças Lineares. Porto, FEUP - Publicação Didática. 2009.

GÜNTHER, Oliver; WONG, Eugene. A dual approach to detect polyhedral intersections in arbitrary dimensions. BIT Numerical Mathematics 31 (1), 2-14, 1991.

LAMBERT, Stéphane; NICOT, François; GOTTELAND, Philippe. Uniaxial compressive behavior of scrapped tire and sand-filled wire netted geocell with a geotextile envelope, *Geotextiles and Geomembranes*, 10.1016/j.geotexmem.2011.04.001, 483-490. 2011.

LESLIE, Frank. Famous Leaders and Battle Scenes of the Civil War. (New York, NY: Mrs. Frank Leslie) http://etc.usf.edu/clipart/11000/11040/77thpareg_11040.htm, 1896.

LIMA, Rodolfo França. Modelagem matemática do escoamento de grãos de soja em um secador com fluxo misto usando o método dos elementos discretos. 2014. 87 f. Dissertação de mestrado (Modelagem Matemática) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. – UNIJUI. Ijuí. 2014.

MELLADO, Juan Cruz. Aplicación del método de los elementos discretos a problemas de desgaste. Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya, Espanha. 2005.

MESQUITA, A.; SILVA, M. O.; SANTOS, E.; CARVALHO, L. C.; GOMES, E.; NETO, E.; MAFRA, M. Uso do método dos elementos discretos em manuseio de minérios e sua contribuição para a pós graduação e graduação no curso de engenharia mecânica da UFPA. Anais: XL Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia – COBENGE, Belém, PA, Brasil. 2012.

MULLER, D. E.; PREPARATA, F. P. Finding the intersection of two convex polyhedra. *Theoretical Computer Science* 7, 217-236, 1978.

MURRAY, T. J. Folding wire crate or container, US 1443901 A. 1928.

RODRÍGUEZ-ORTIZ, J. M. Estudio del comportamiento de medios granulares heterogéneos mediante modelos discontinuos analógicos y matemáticos. Ph.D. thesis, Universidad Politécnica de Madrid. 1974.

SANTOS JUNIOR, Petrucio José. Cálculo do empuxo ativo com determinação numérica da superfície freática, Campinas, SP: [s.n.], Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. 2010.

SERRANO, A. A.; RODRÍGUEZ-ORTIZ. J. M. A contribution to the mechanics of heterogeneous granular media. Proc. Symp. Plasticity and soil Mech., Cambridge. 1973.

SUBLETTE, William Robert. A behavioral study of gabion retaining walls, The University of Arizona. 1979.

ŠMILAUER, V., CATALANO, E., CHAREYRE, B., DOROFEENKO, S., DURIEZ, J., GLADKY, A., KOZICKI, J., MODENESE, C., SCHOLTÈS, L., SIBILLE, L., STRÁNSKÝ, J., THOENI, K. Yade Documentation. The Yade Project. (<http://yade-dem.org/doc/>), 2010.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B. Soil mechanics in engineering practice, second edition, John Wiley & Sons, New York. 1967.

THOENI, Klaus; LAMBERT, Cédric; GIACOMINI, Anna; SLOAN, Scott W. Discrete Modelling of a Rockfall protective system, II International Conference on Particle-based Methods-Fundamentals and Applications, PARTICLES 2011, Barcelona, Spain. 2011.

THOENI, Klaus; LAMBERT, Cédric; GIACOMINI, A.; SLOAN, Scott W. Discrete modelling of hexagonal wire meshes with a stochastically distorted contact model. Computers and Geotechnics (49), pages 158–169. 2013.

THOENI, Klaus; GIACOMINI, Anna; LAMBERT, Cédric; SLOAN, Scott W.; CARTER, John P. A 3D discrete element modelling approach for rockfall analysis with drapery systems. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences (68), pages 107–119. 2014.

TONON, Fulvio. Explicit exact formulas for the 3-D tetrahedron inertia tensor in terms of its vertex coordinates. J. Math. Stat. 1 (1), 8-11, 2004.

APÊNDICE

Apêndice A - Resultados experimentais UNICAMP

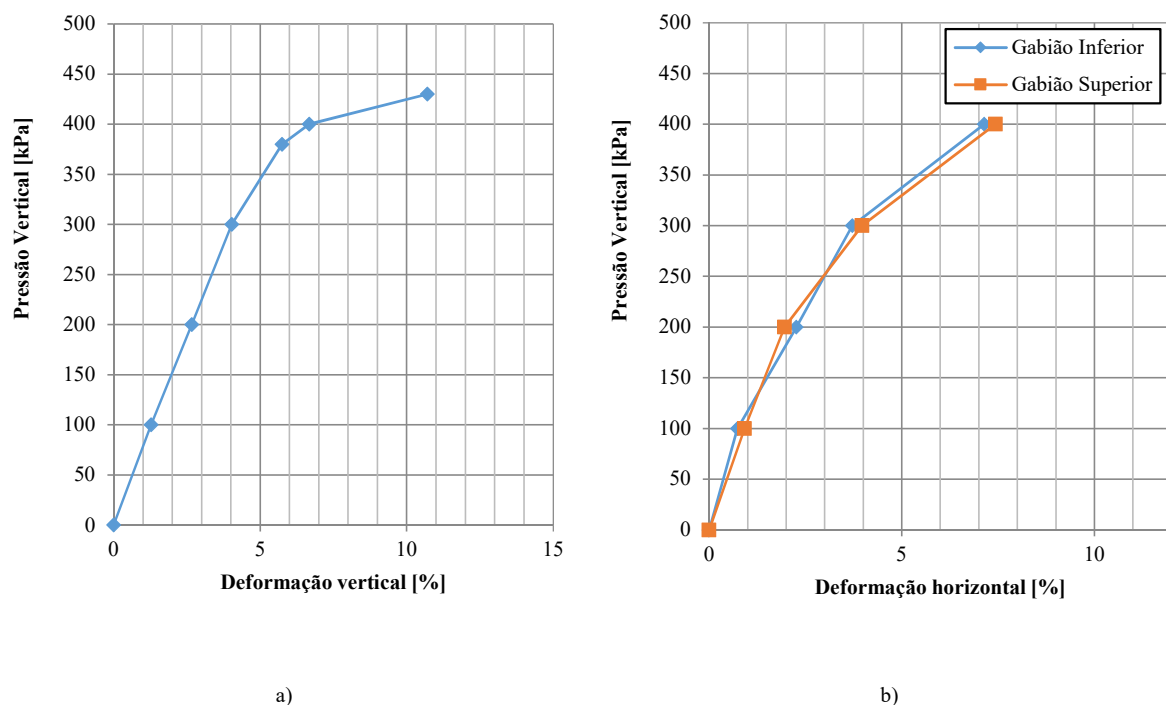


Figura A.1 – Resultados do Teste 1; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação horizontal;

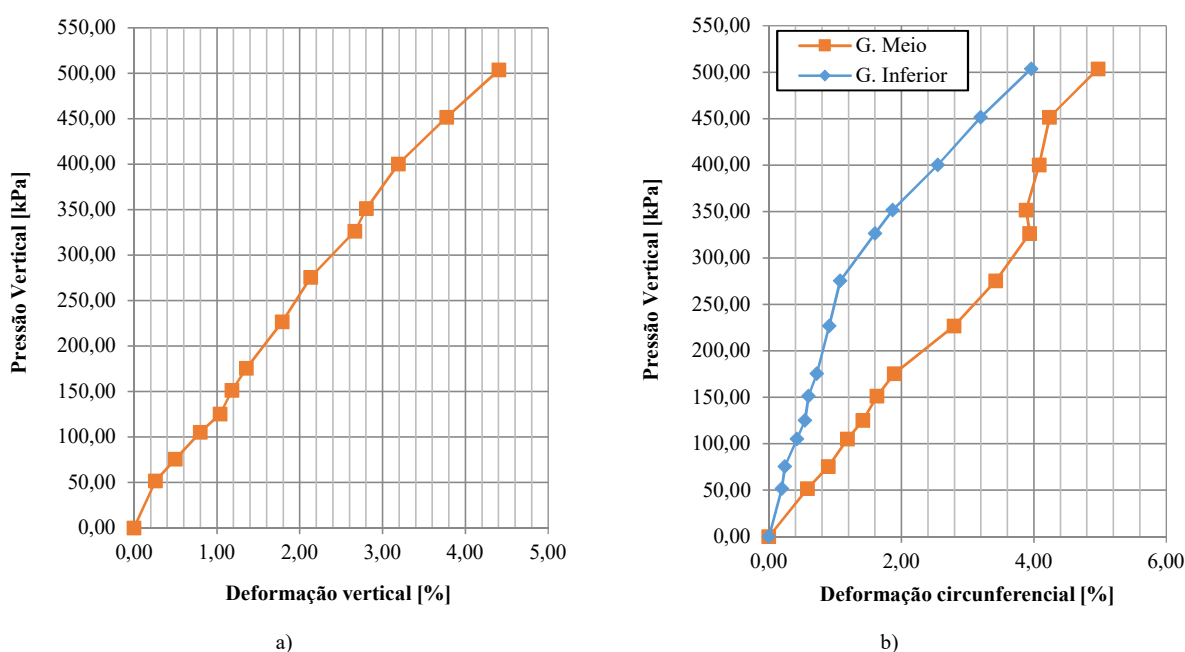


Figura A.2 – Resultados do Teste 2; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

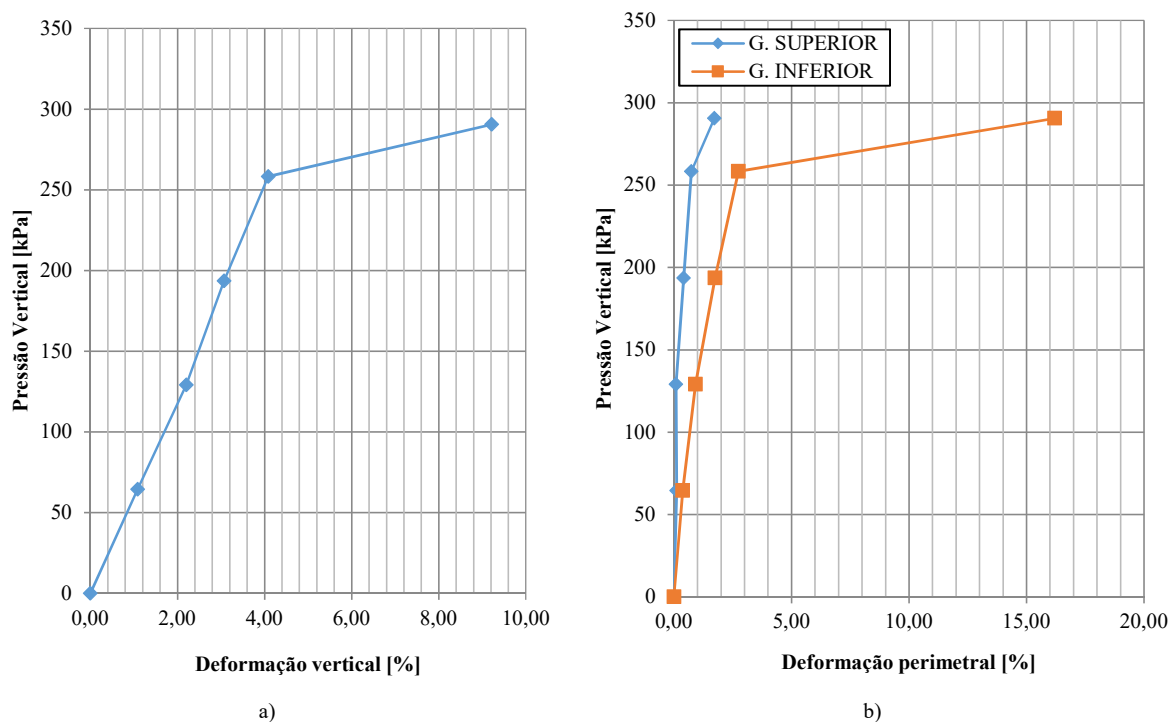


Figura A.3 – Resultados do Teste 3; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

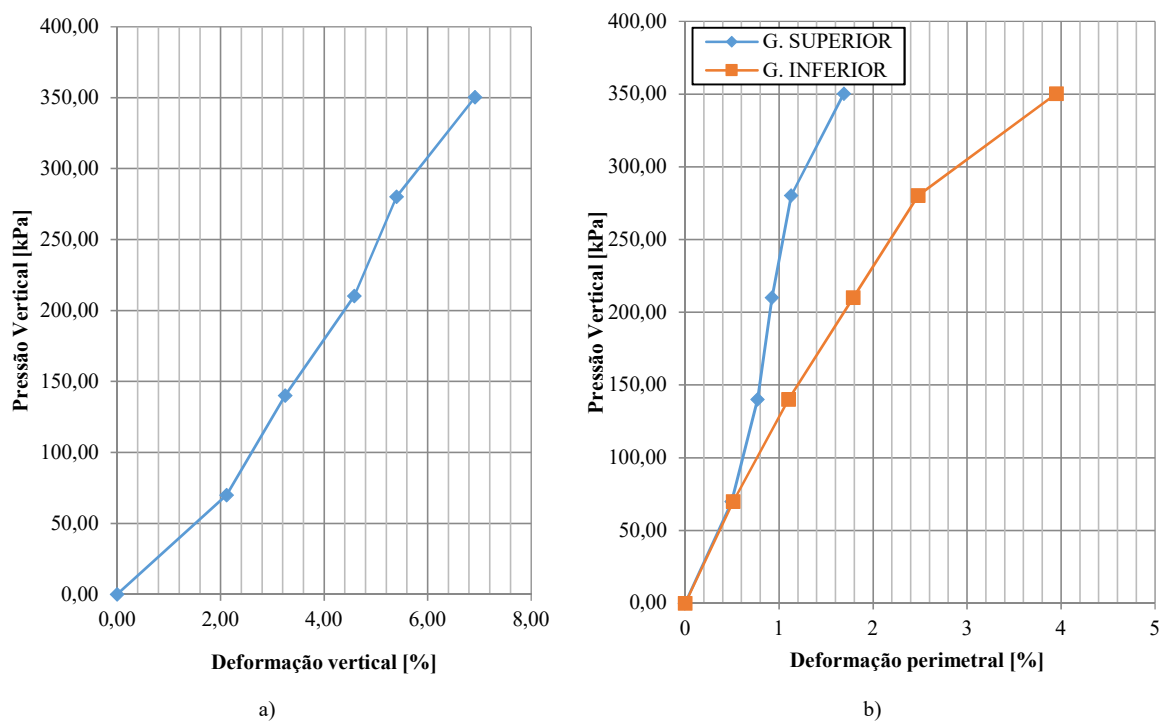


Figura A.4 – Resultados do Teste 4; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

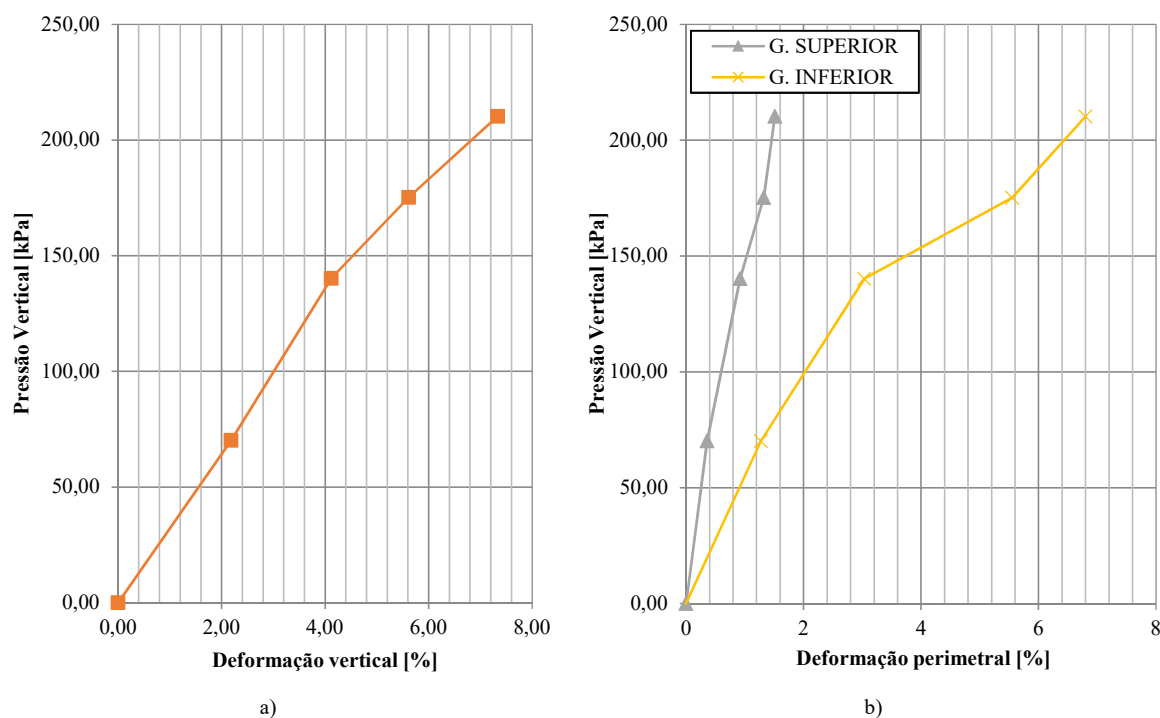


Figura A.5 – Resultados do Teste 5; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

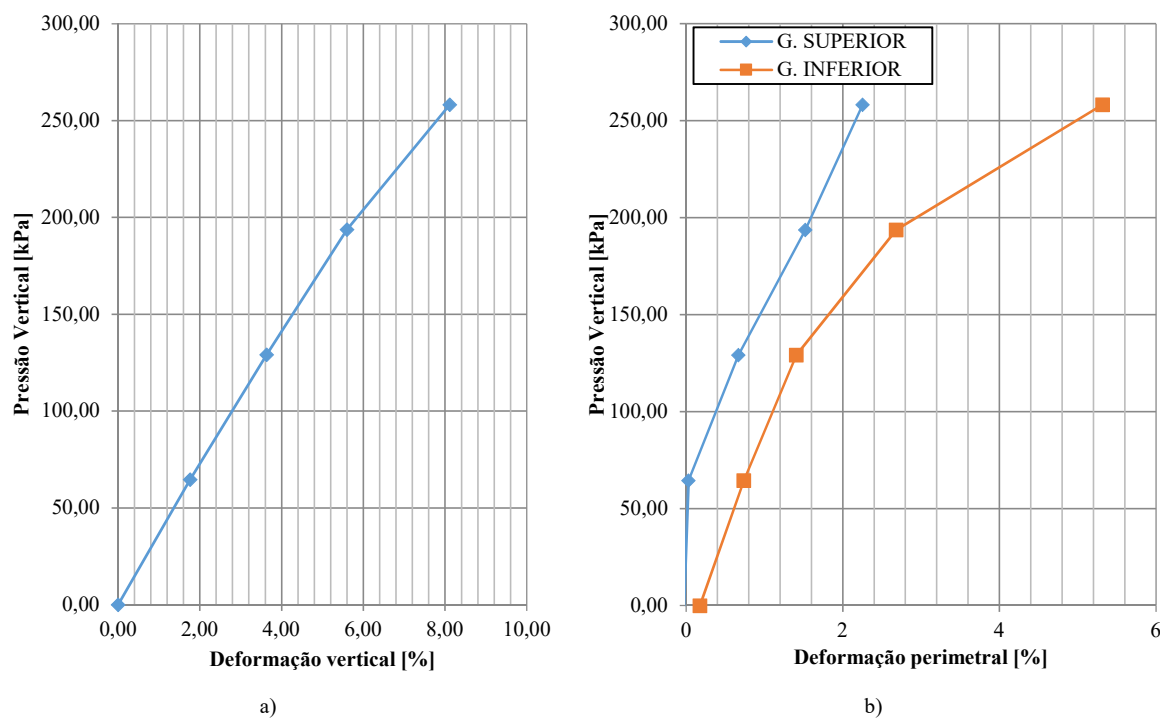


Figura A.6 – Resultados do Teste 6; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

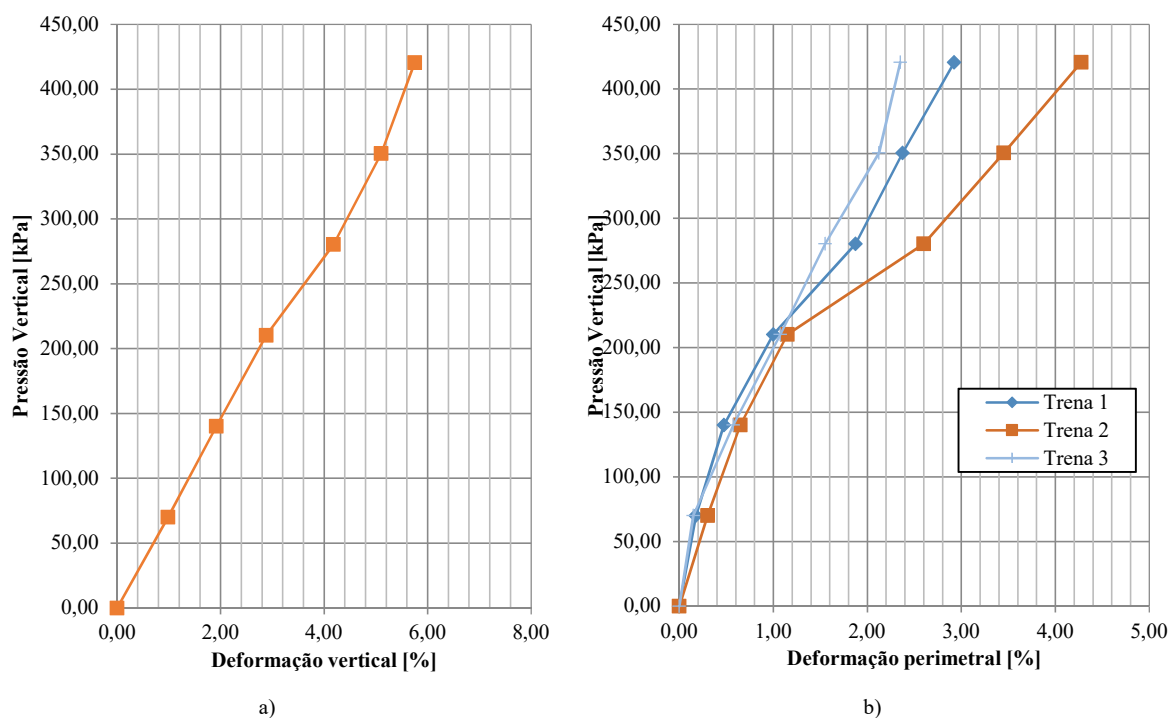


Figura A.7 – Resultados do Teste 7; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

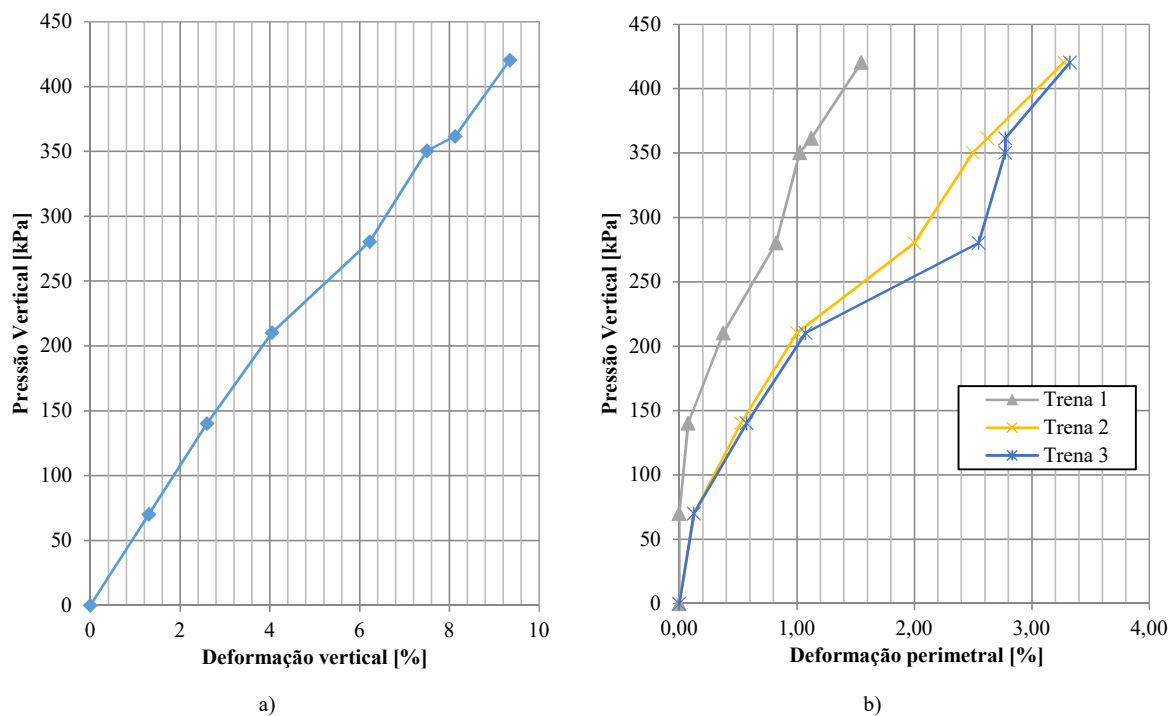
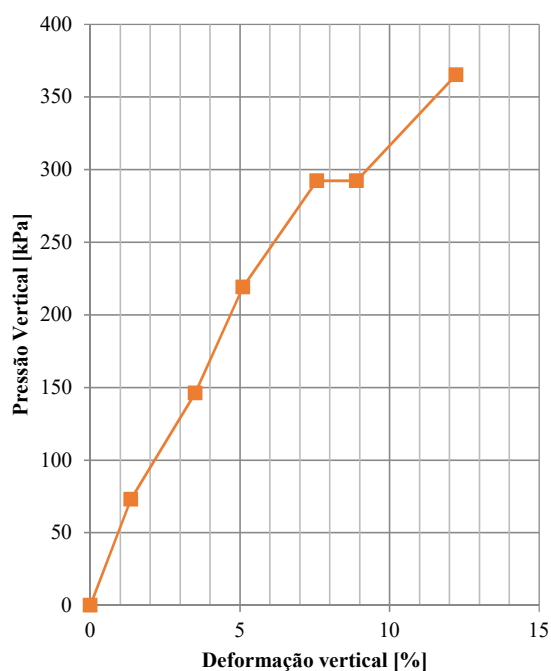
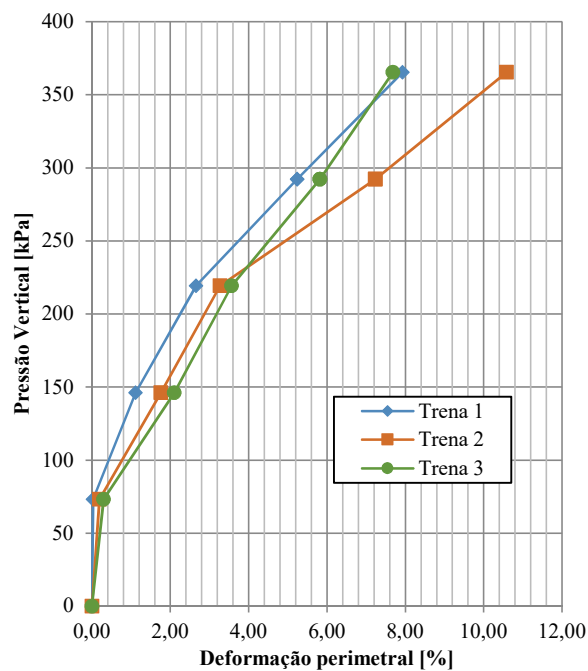


Figura A.8 – Resultados do Teste 8; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

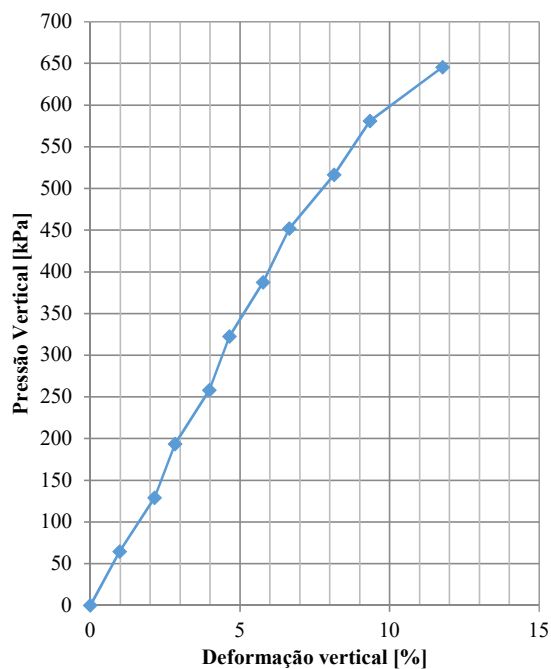


a)

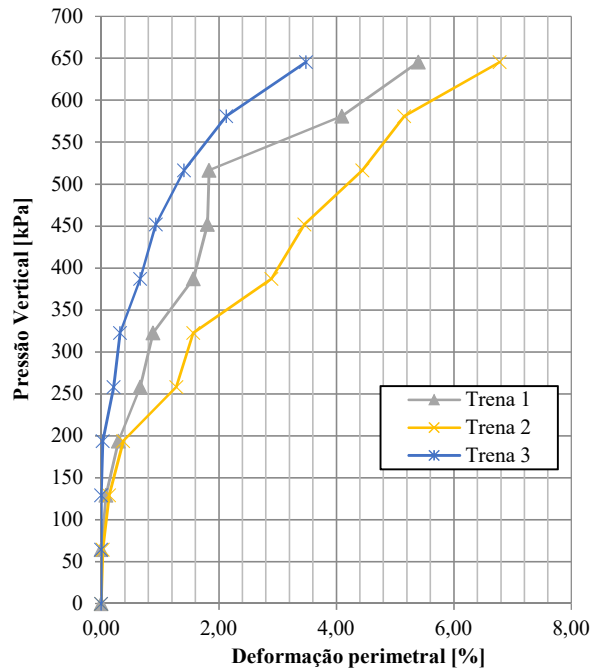


b)

Figura A.9 – Resultados do Teste 9; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;



a)



b)

Figura A.10 – Resultados do Teste 10; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

Apêndice B - Resultados experimentais IIT

Apêndice B.1 - Ensaio de cisalhamento direto

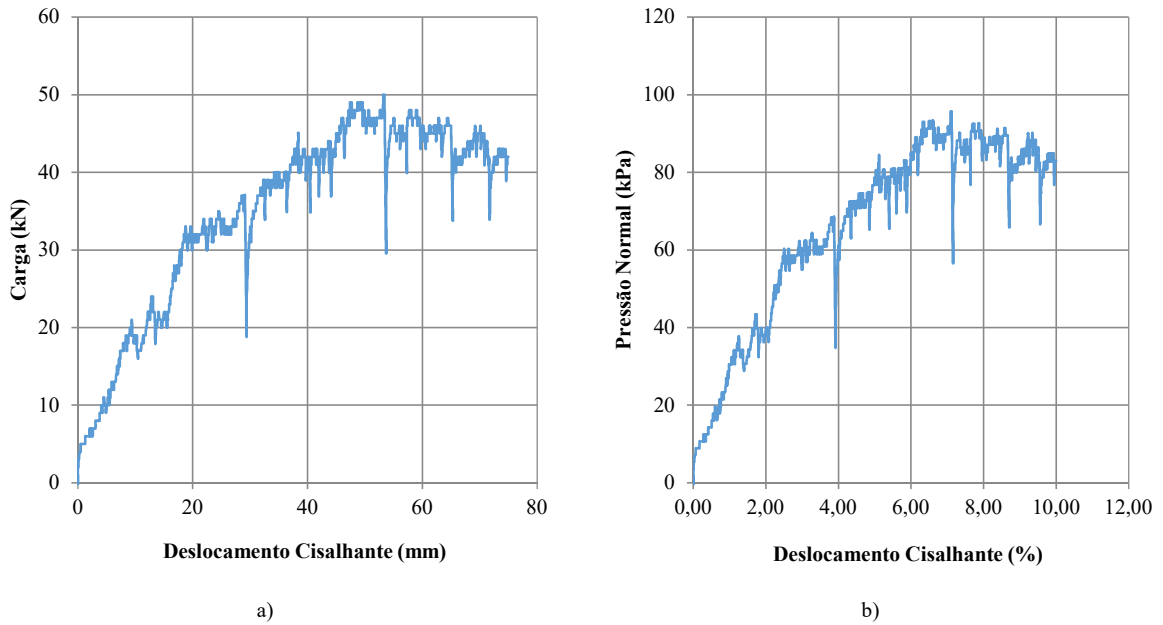


Figura B.1 - Ensaio de Cisalhamento Direto sem gabião – Pressão Normal de 80kPa. a) gráfico carga por deslocamento; b) gráfico pressão normal por percentual do deslocamento cisalhante.

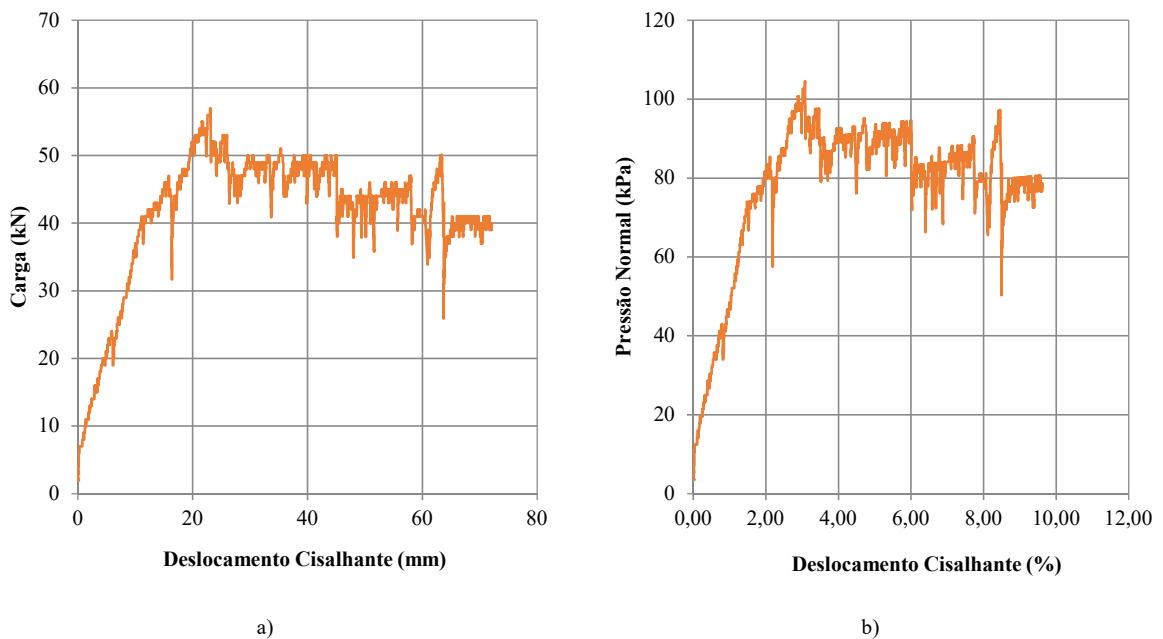
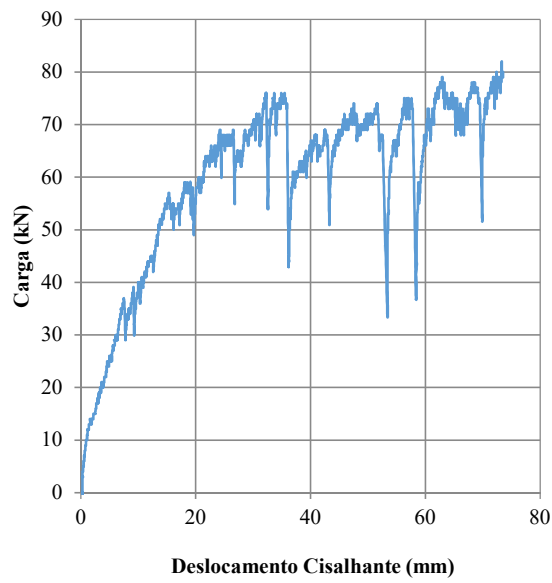
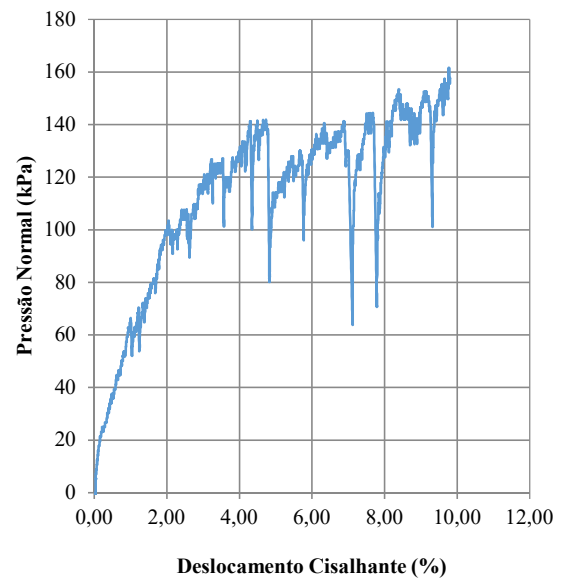


Figura B.2 - Ensaio de Cisalhamento Direto sem gabião – Pressão Normal de 100kPa. a) gráfico carga por deslocamento; b) gráfico pressão normal por percentual do deslocamento cisalhante.

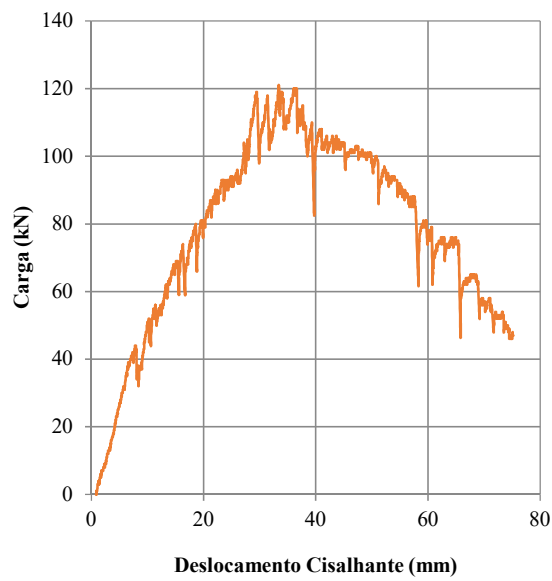


a)

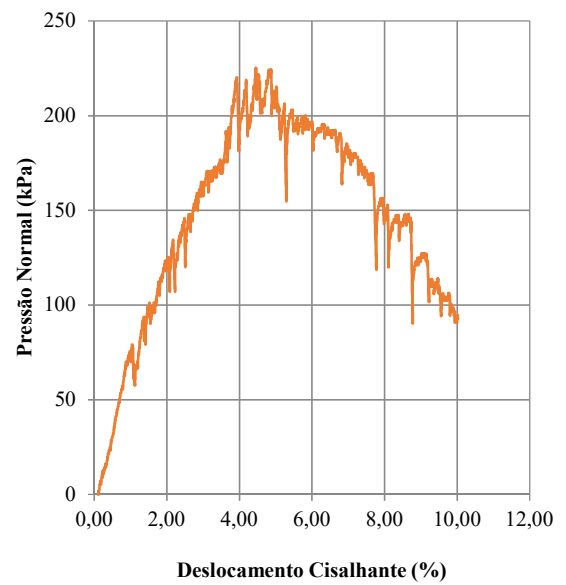


b)

Figura B.3 - Ensaio de Cisalhamento Direto sem gabião – Pressão Normal de 150kPa. a) gráfico carga por deslocamento; b) gráfico pressão normal por percentual do deslocamento cisalhante.



a)



b)

Figura B.4 - Ensaio de Cisalhamento Direto sem gabião – Pressão Normal de 200kPa. a) gráfico carga por deslocamento; b) gráfico pressão normal por percentual do deslocamento cisalhante.

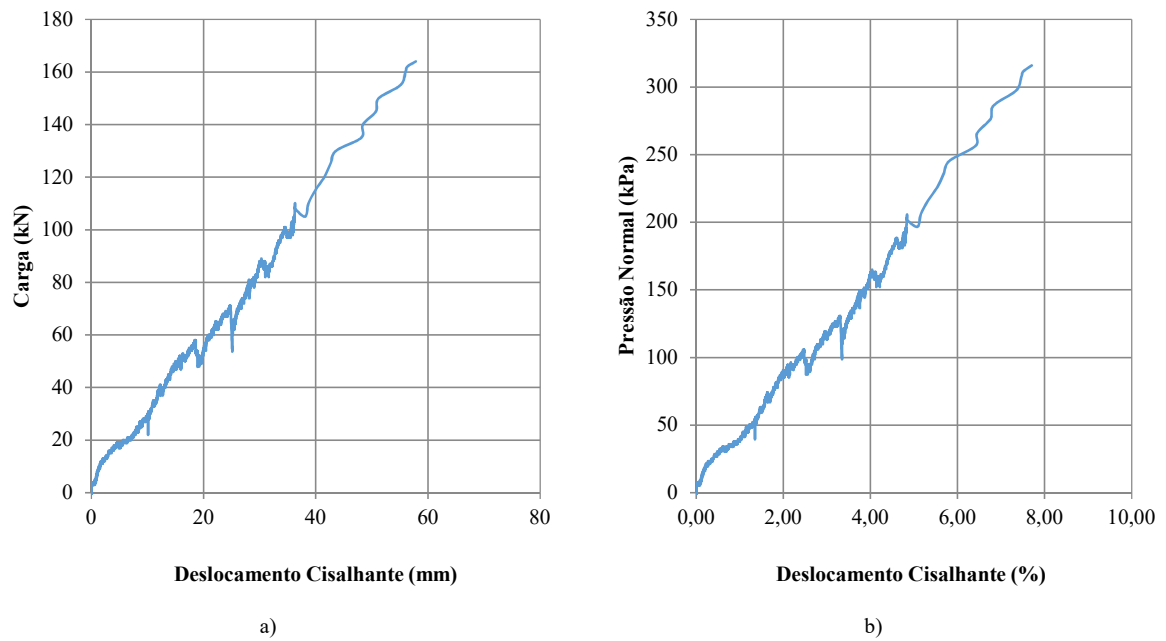


Figura B.5 - Ensaio de Cisalhamento Direto com gabião – Pressão Normal de 80kPa. a) gráfico carga por deslocamento; b) gráfico pressão normal por percentual do deslocamento cisalhante.

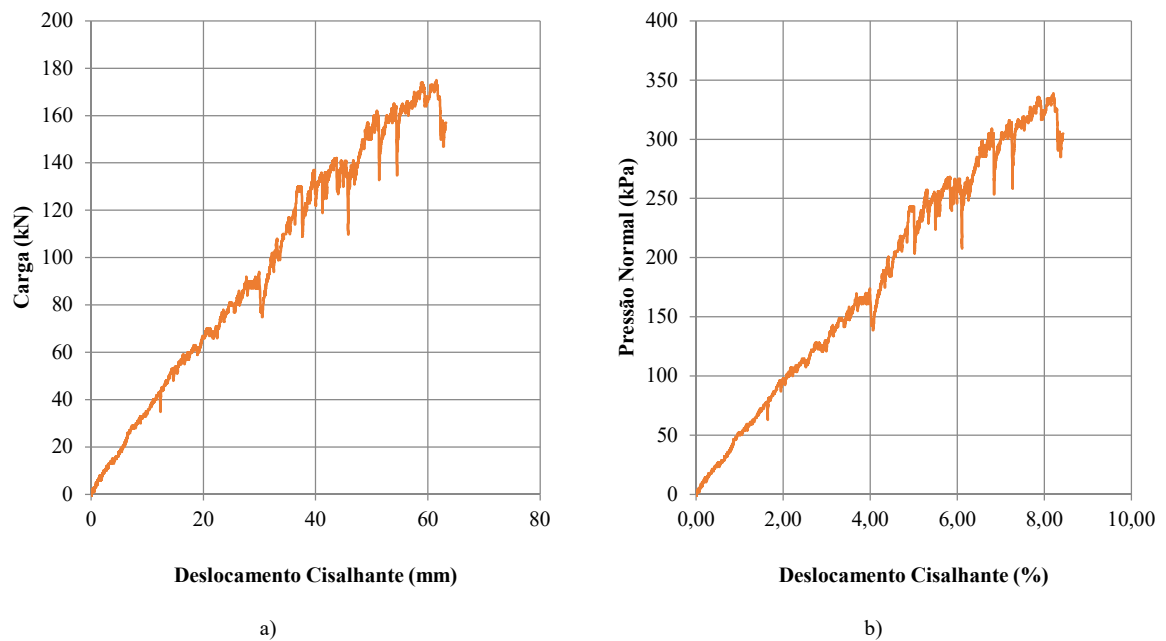


Figura B.6 - Ensaio de Cisalhamento Direto com gabião – Pressão Normal de 100kPa. a) gráfico carga por deslocamento; b) gráfico pressão normal por percentual do deslocamento cisalhante.

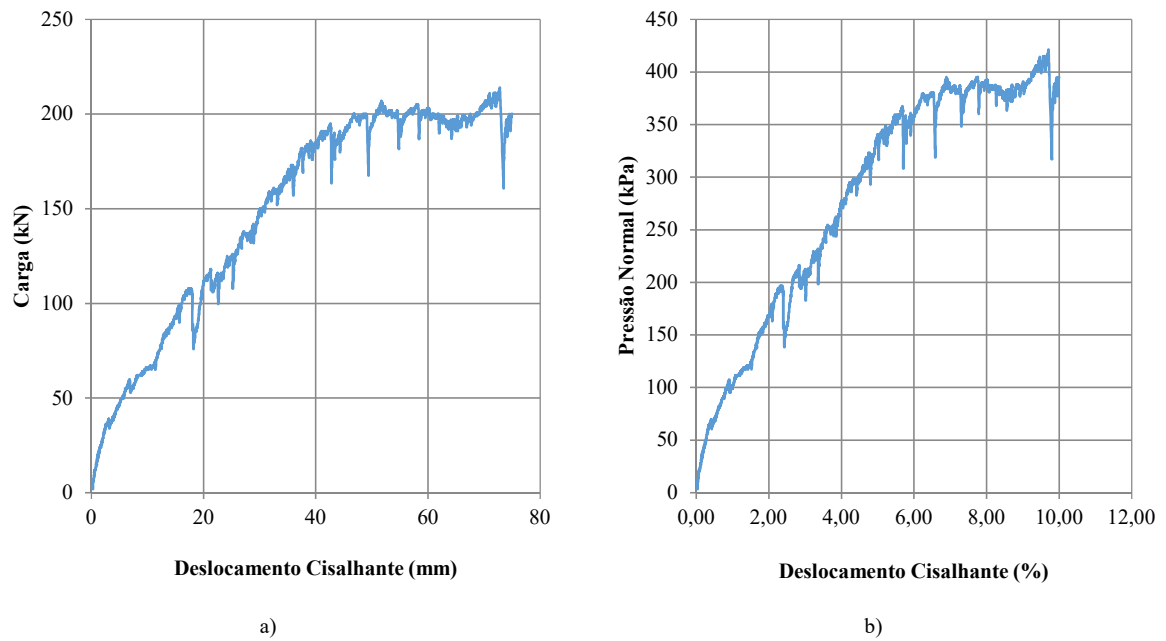


Figura B.7 - Ensaio de Cisalhamento Direto com gabião – Pressão Normal de 150kPa. a) gráfico carga por deslocamento; b) gráfico pressão normal por percentual do deslocamento cisalhante.

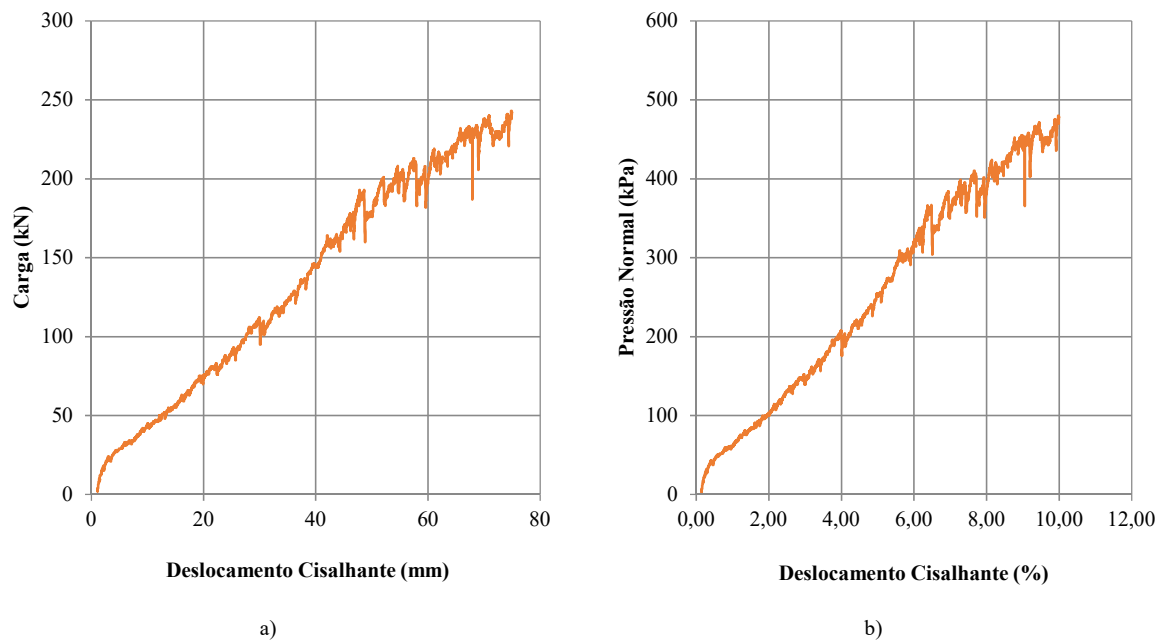


Figura B.8 - Ensaio de Cisalhamento Direto com gabião – Pressão Normal de 200kPa. a) gráfico carga por deslocamento; b) gráfico pressão normal por percentual do deslocamento cisalhante.

Apêndice B.2 - Ensaio de compressão sob condição confinada

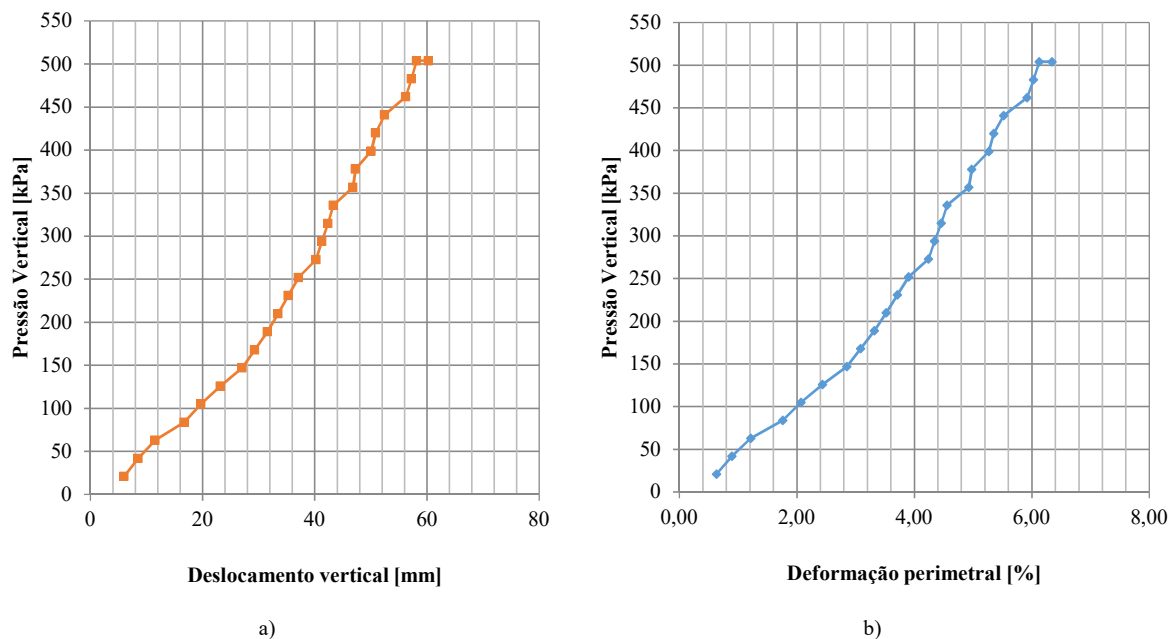


Figura B.9 – Resultados do Teste 1; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

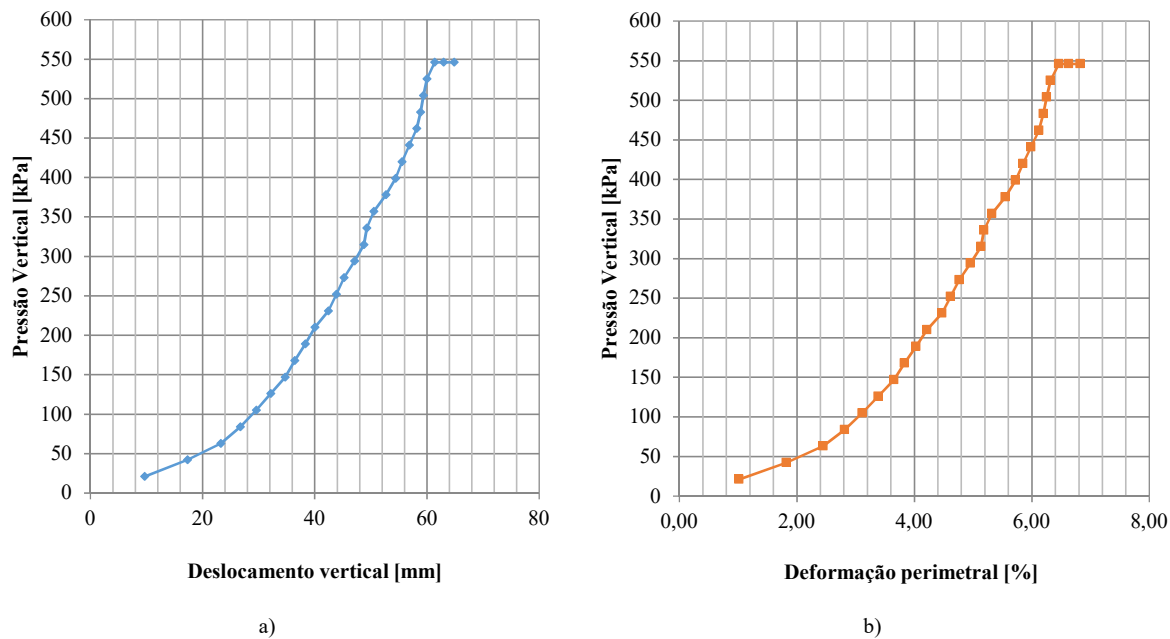


Figura B.10 – Resultados do Teste 2; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

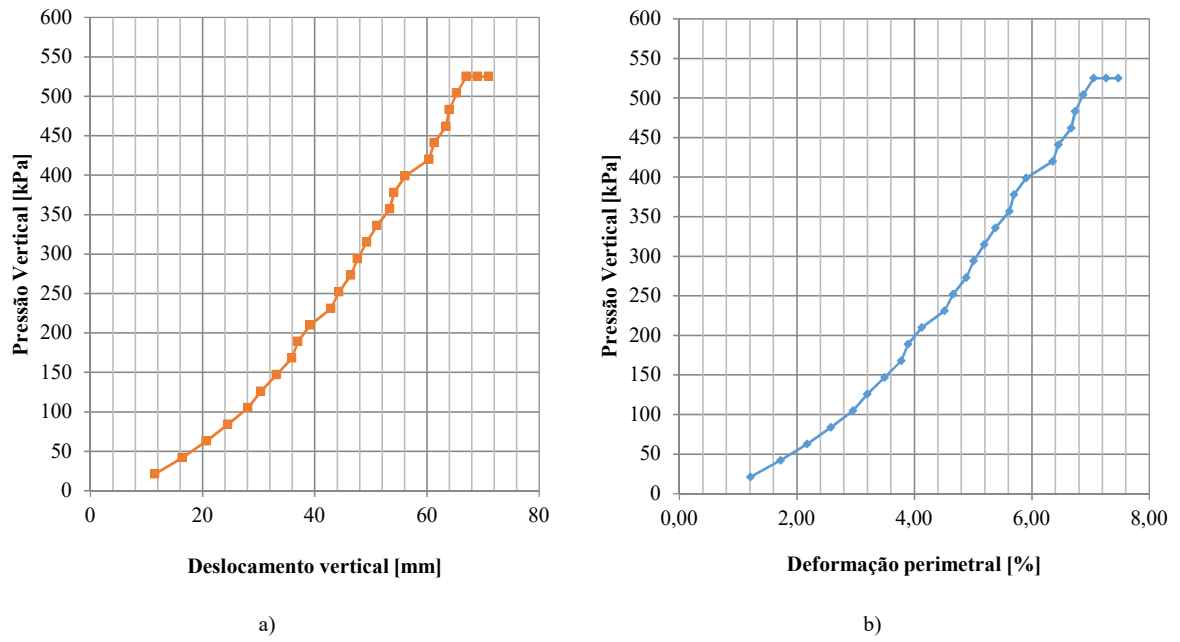


Figura B.11 – Resultados do Teste 3; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

Apêndice B.3 - Ensaio de compressão sob condição não confinada

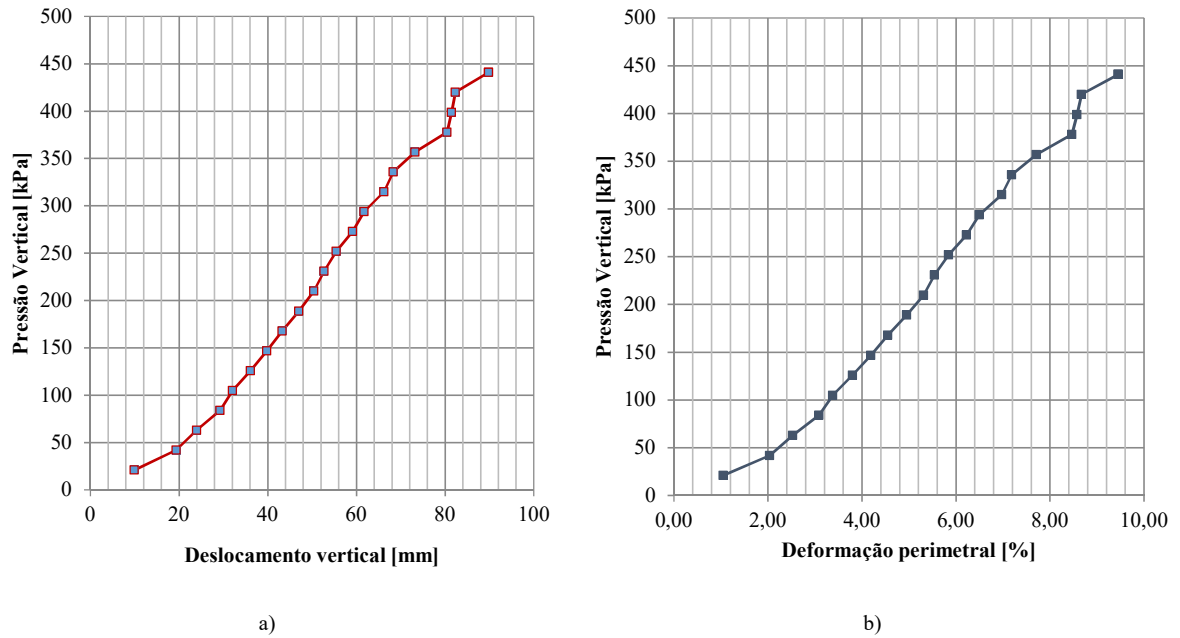
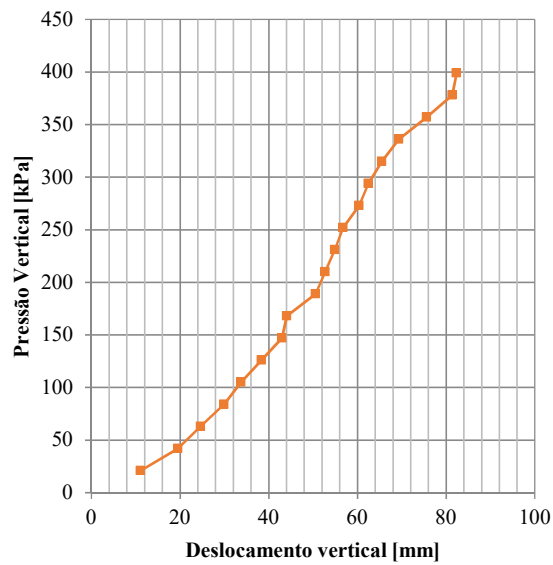
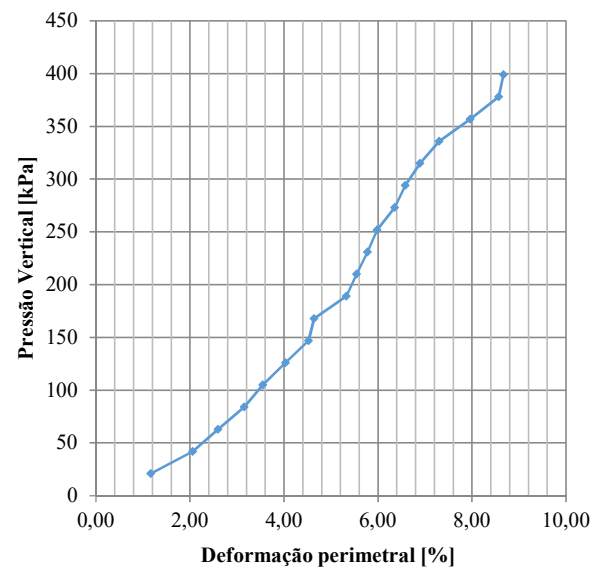


Figura B.12 – Resultados do Teste 1; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

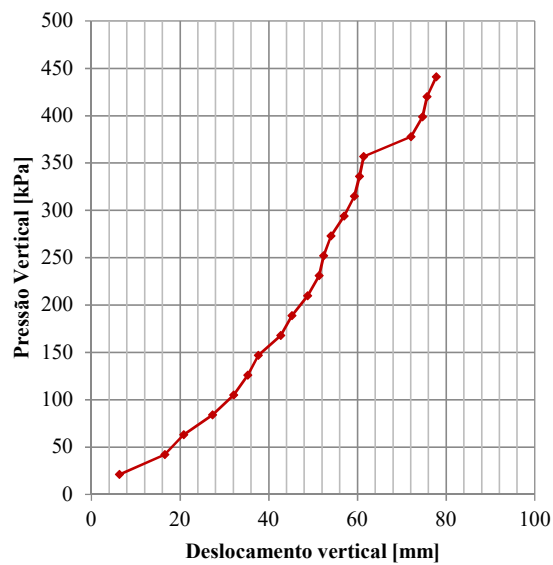


a)

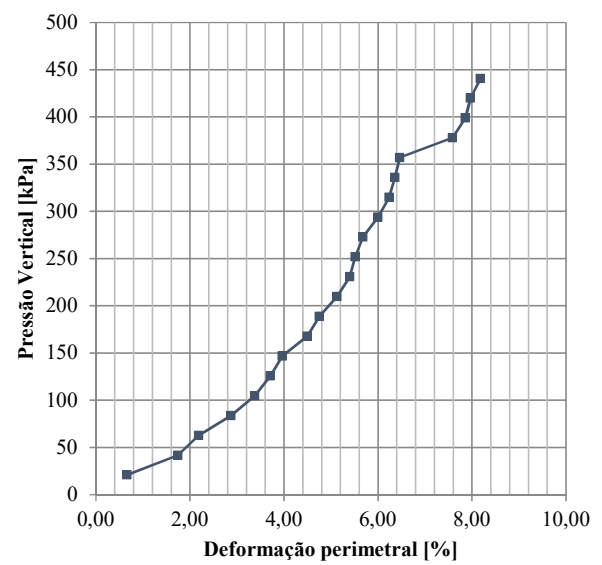


b)

Figura B.13 – Resultados do Teste 2; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;



a)



b)

Figura B.14 – Resultados do Teste 3; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

Apêndice C - Resultados experimentais ISMGEO

Apêndice C.1 - Ensaio de compressão sob condição não confinada

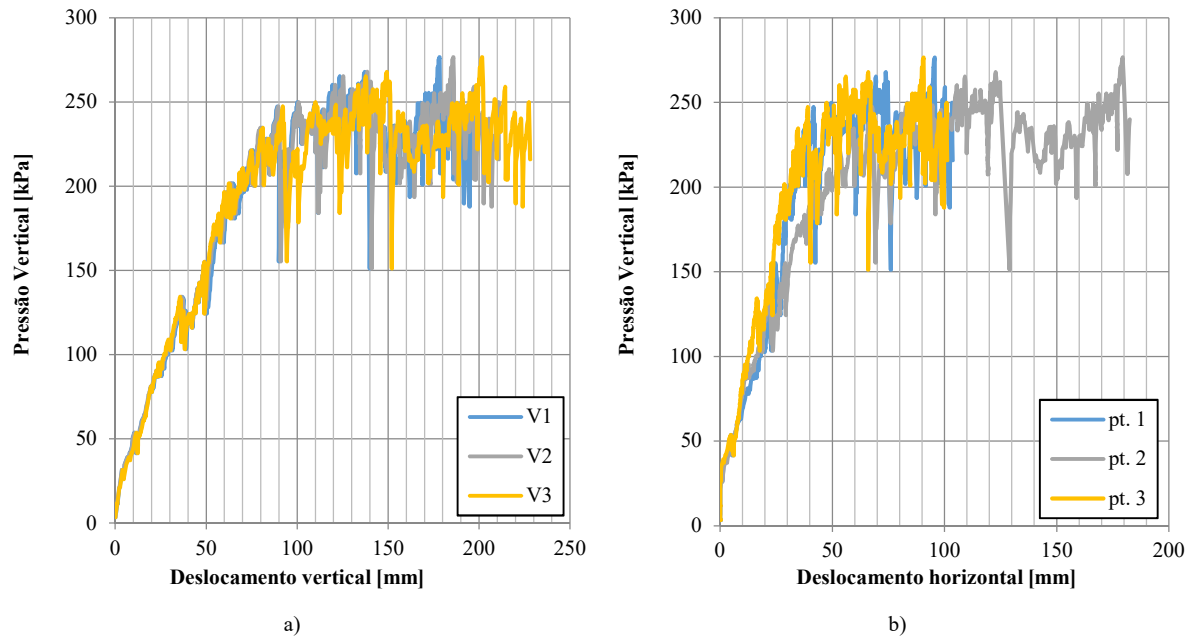


Figura C.1 – Resultados do CUL_81027_VH_1; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

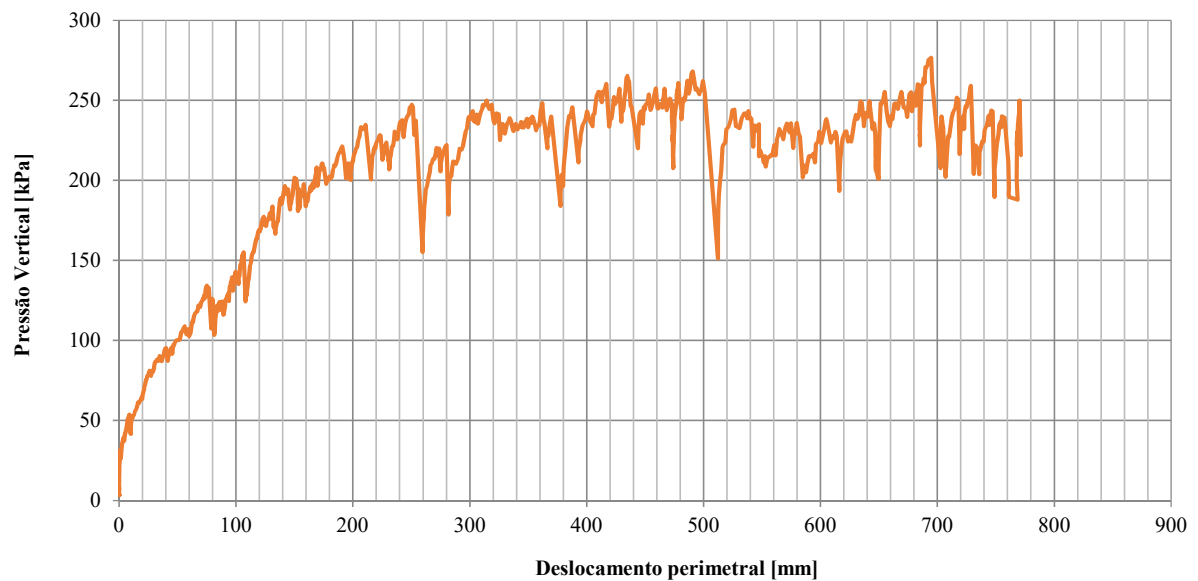


Figura C.2 - CUL_81027_VH_1. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial.

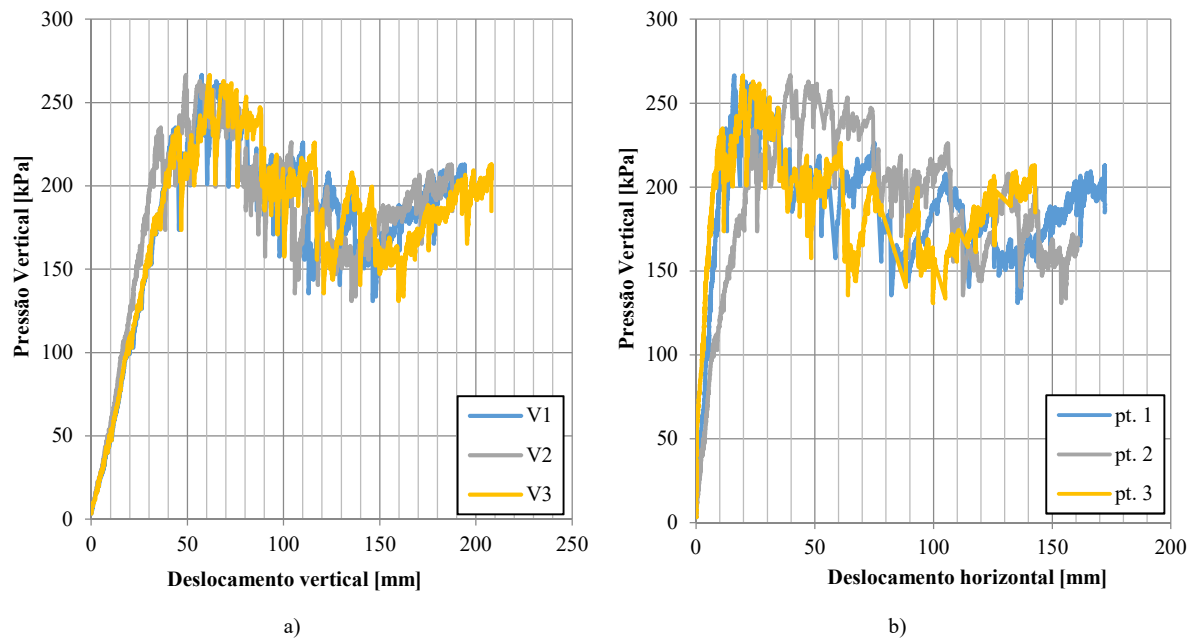


Figura C.3 – Resultados do CUL_81027_VH_2; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

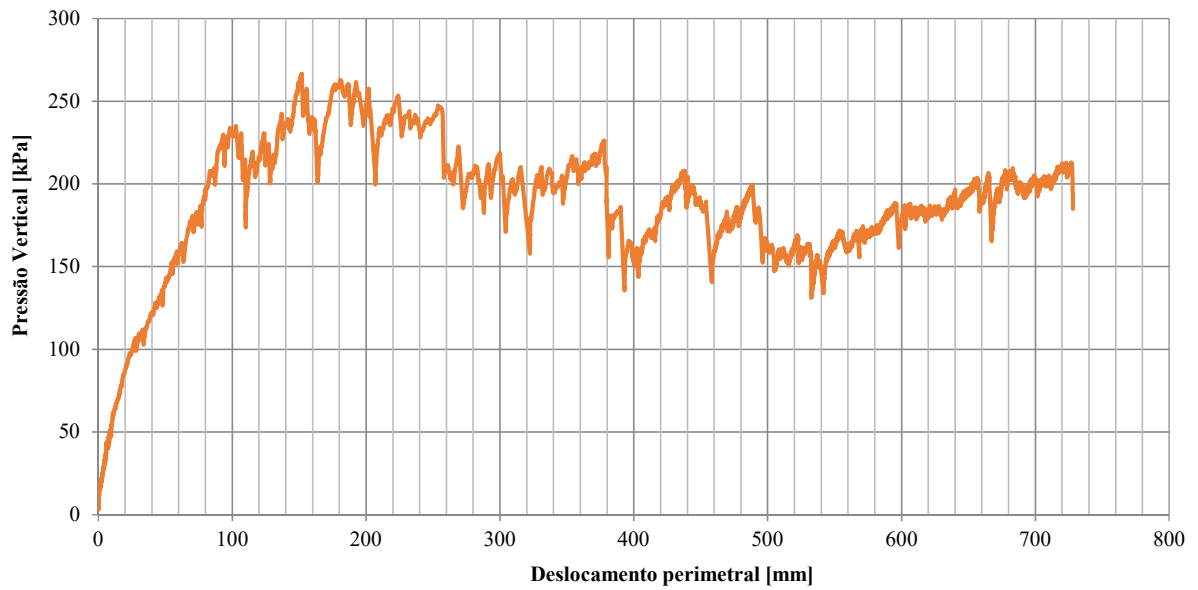


Figura C.4 - CUL_81027_VH_2. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial.

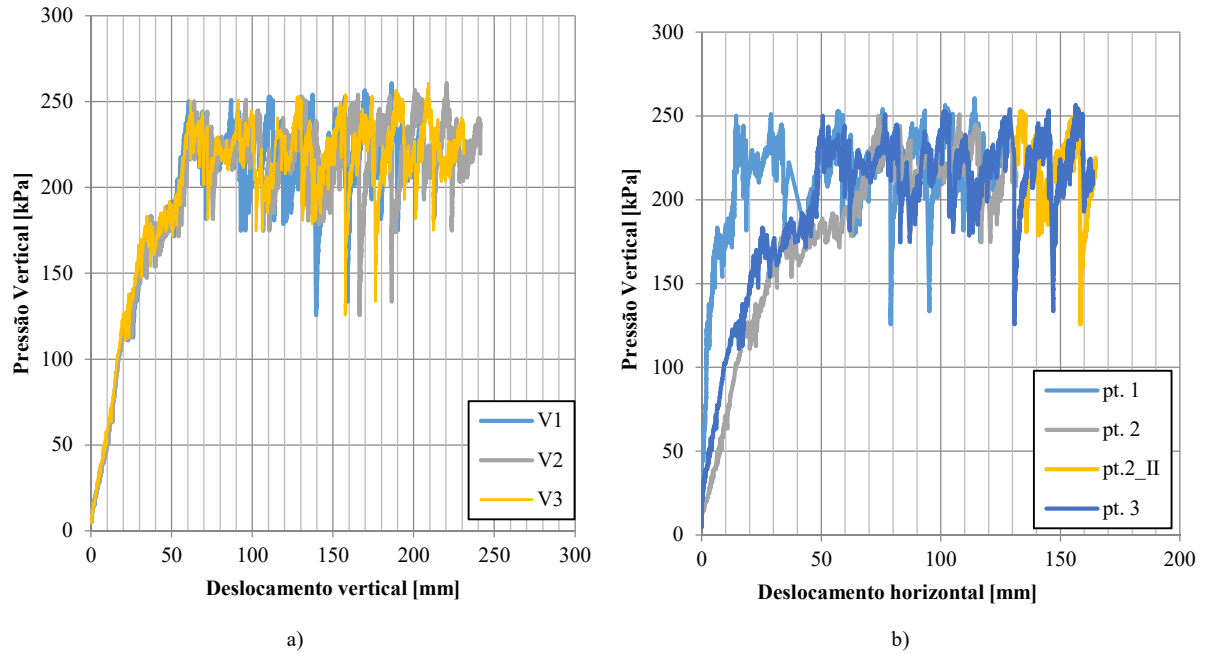


Figura C.5 – Resultados do CUL_81027_VH_3; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

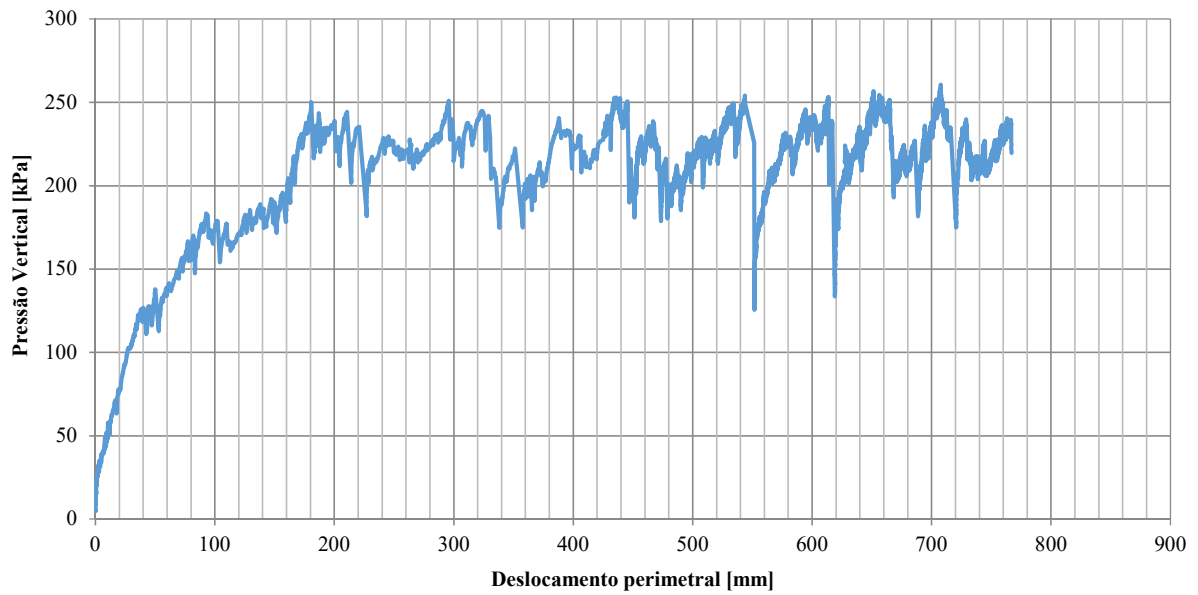


Figura C.6 - CUL_81027_VH_3. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial.

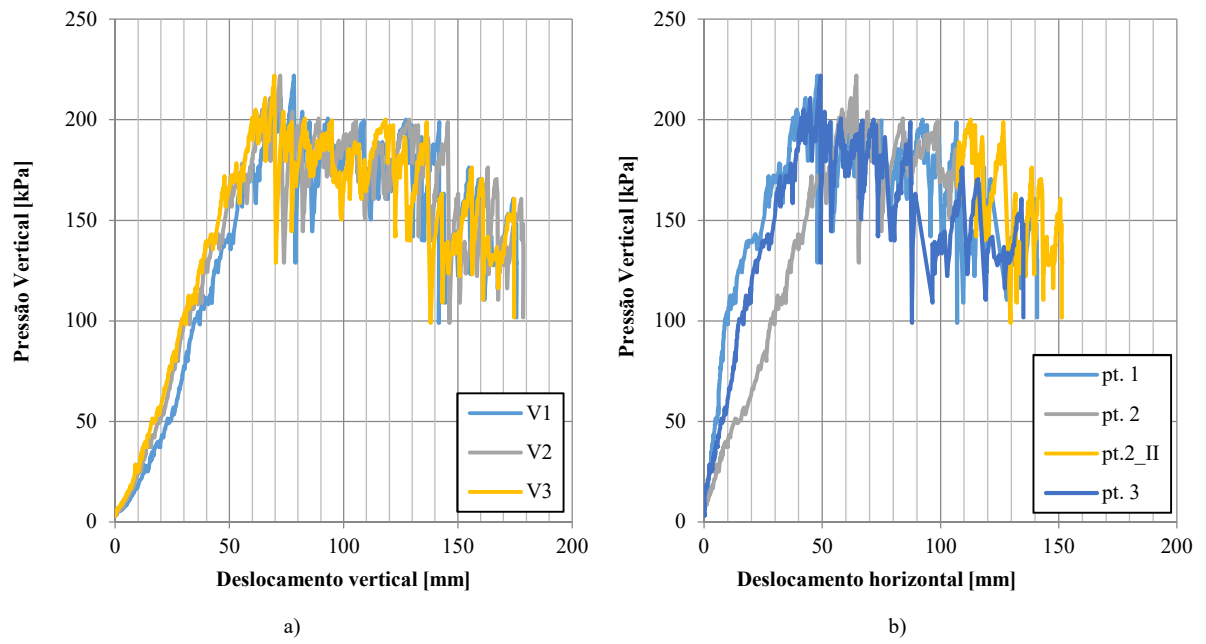


Figura C.7 – Resultados do CUL_81027_VV_1; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

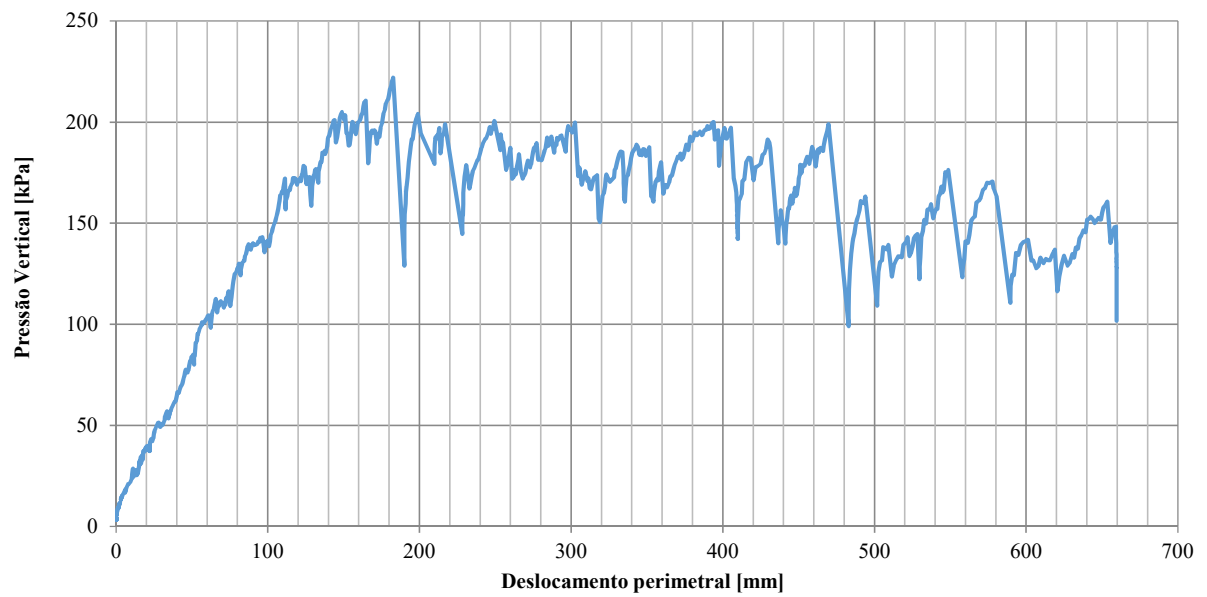


Figura C.8 - CUL_81027_VV_1. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial.

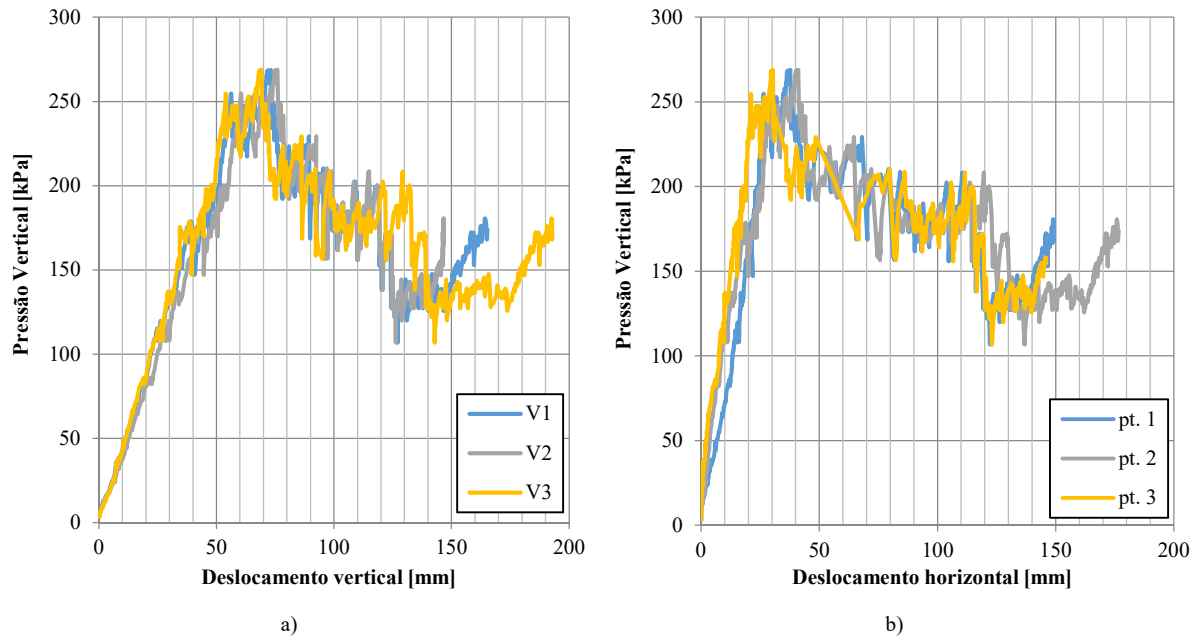


Figura C.9 – Resultados do CUL_81027_VV_2; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

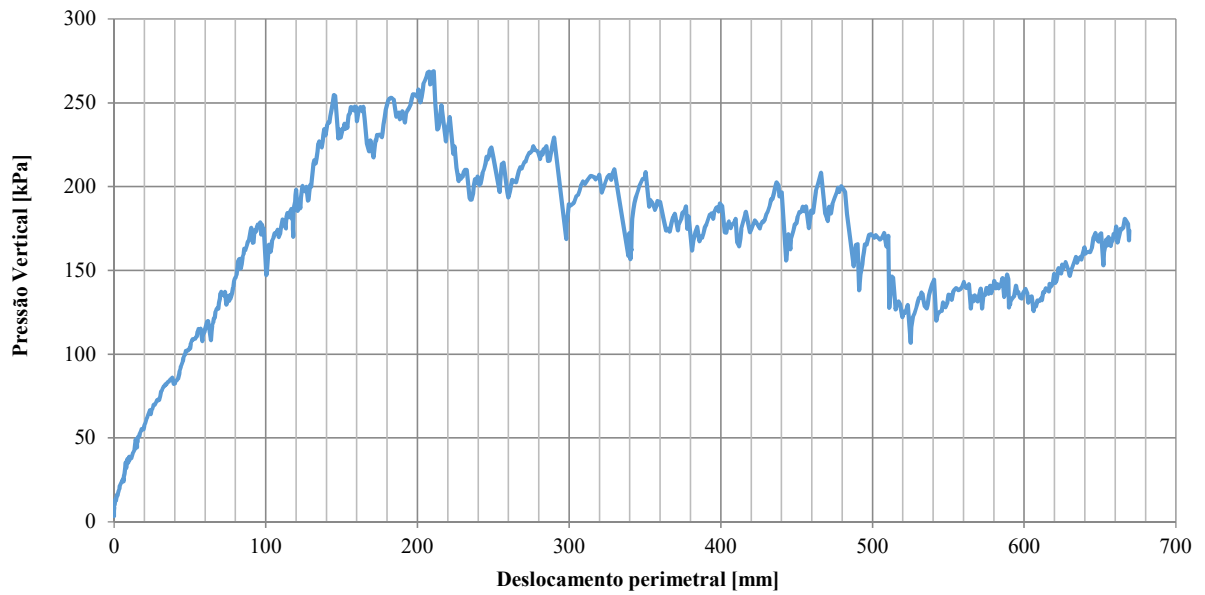


Figura C.10 - CUL_81027_VV_2. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial.

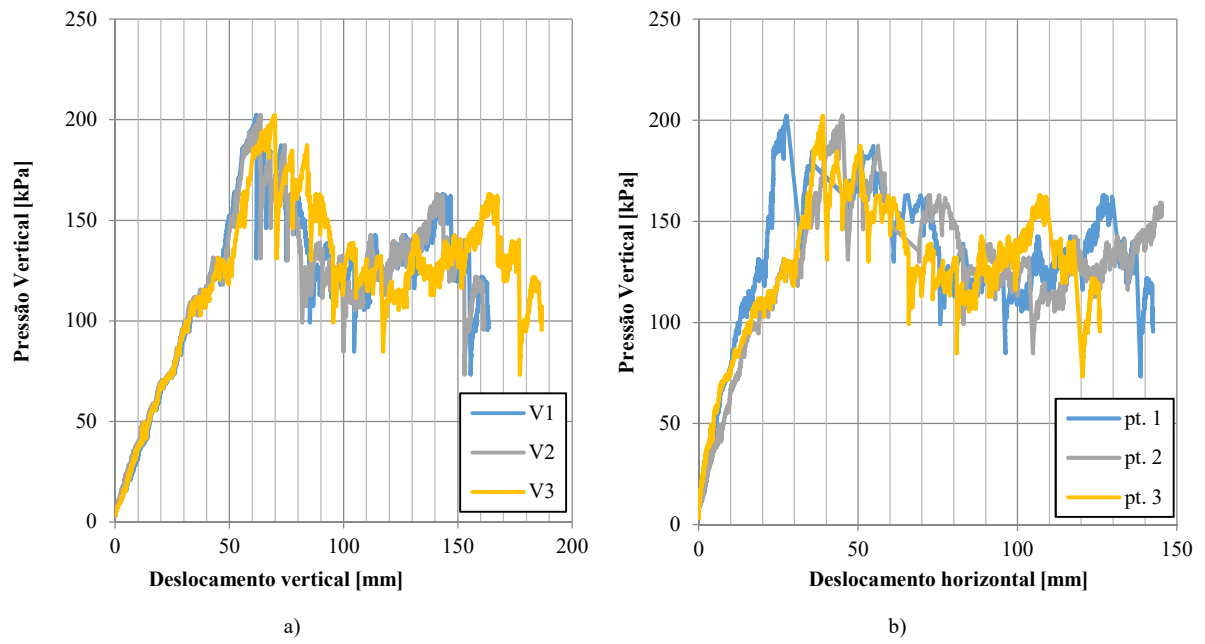


Figura C.11 – Resultados do CUL_81027_VV_3; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

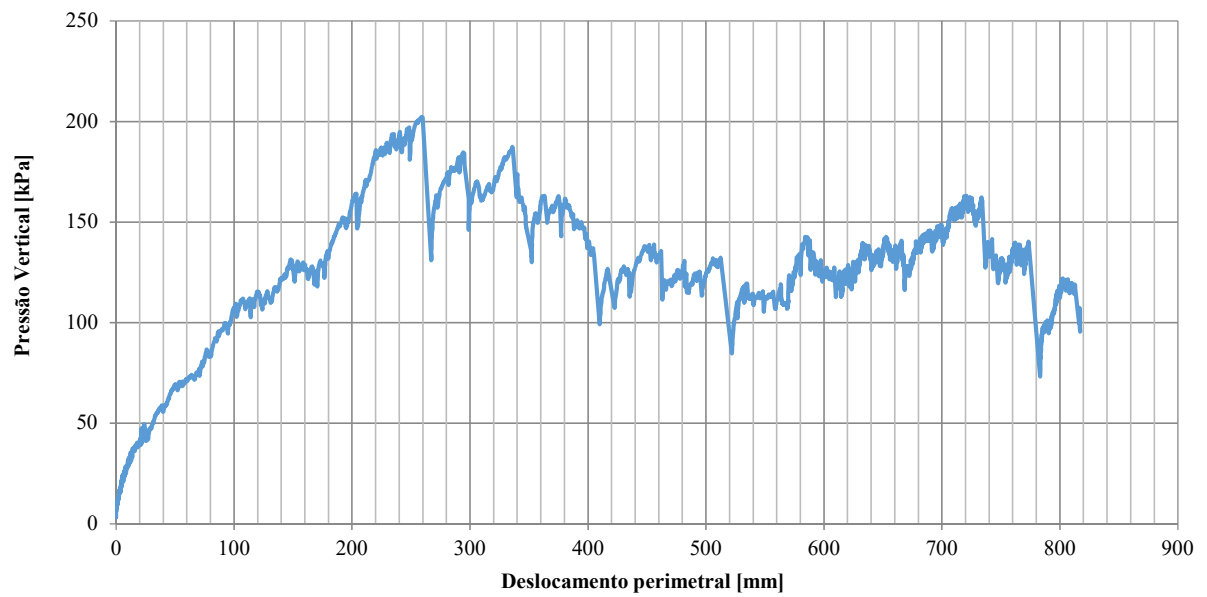


Figura C.12 - CUL_81027_VV_3. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial.

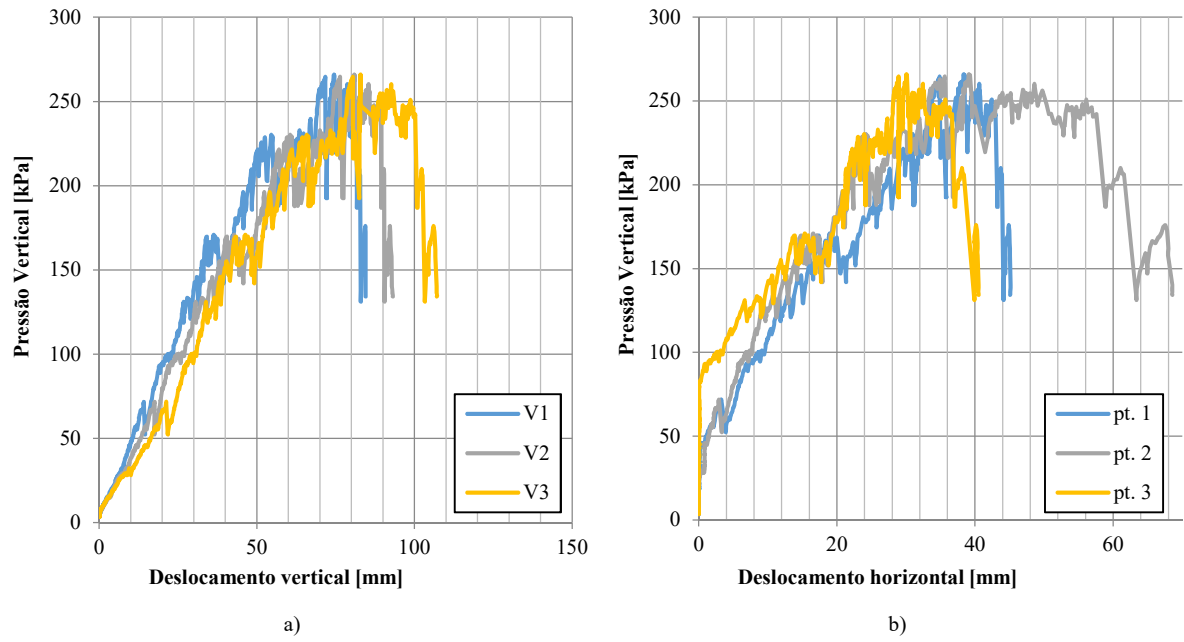


Figura C.13 – Resultados do CUL_101227_VV_1; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

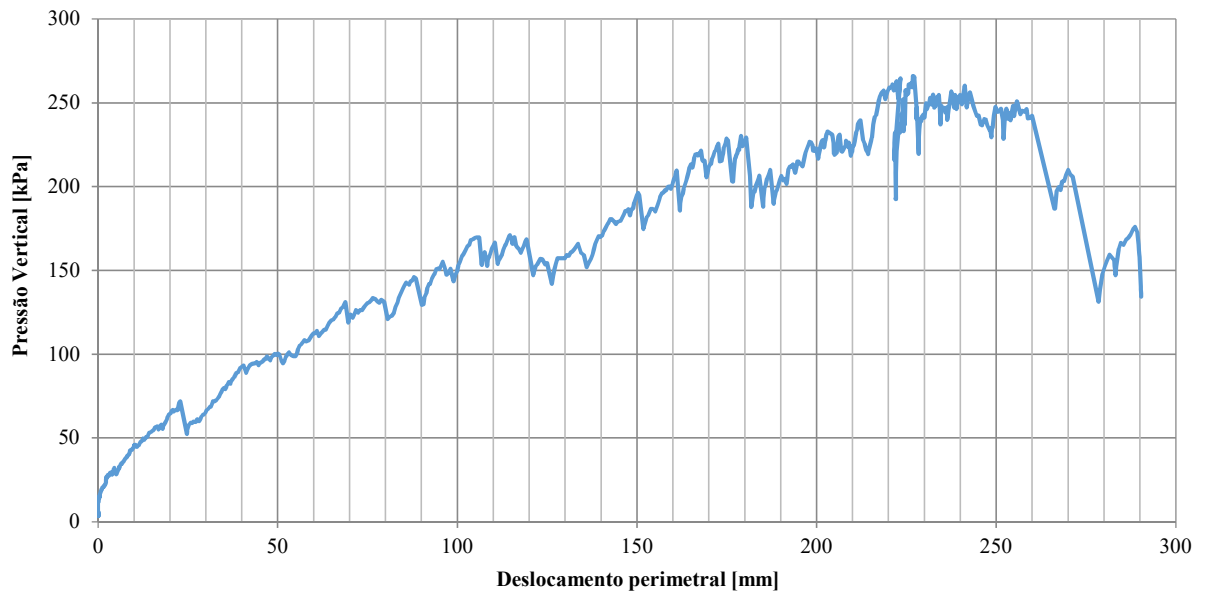


Figura C.14 - CUL_101227_VV_1. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial.

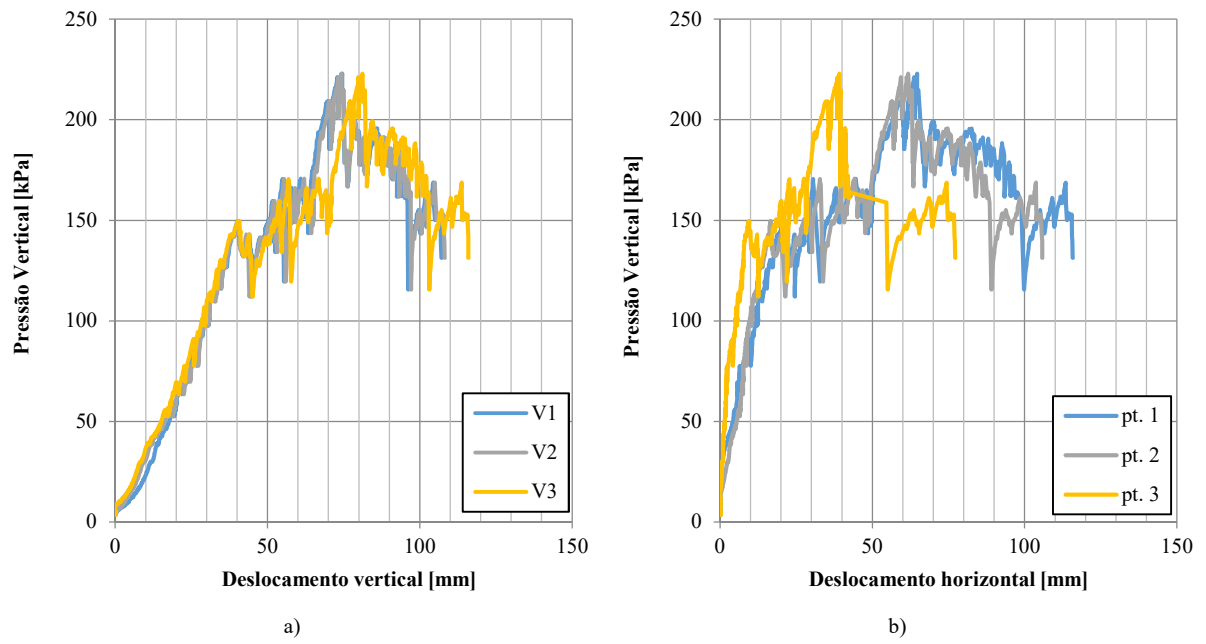


Figura C.15 – Resultados do CUL_101227_VV_2; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

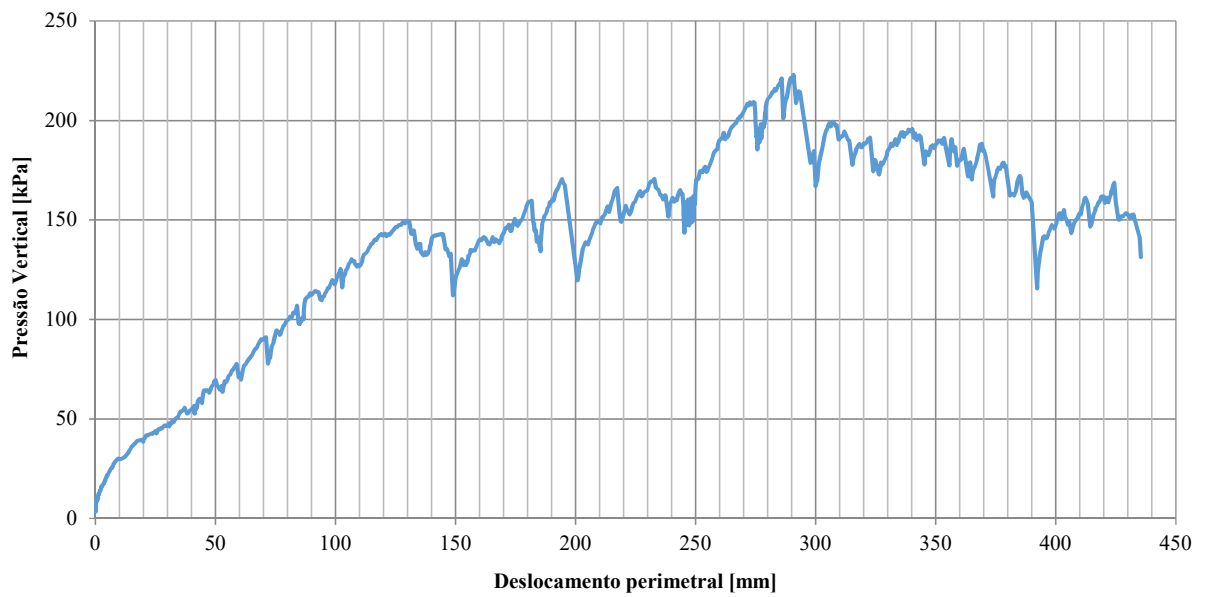


Figura C.16 - CUL_101227_VV_2. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial.

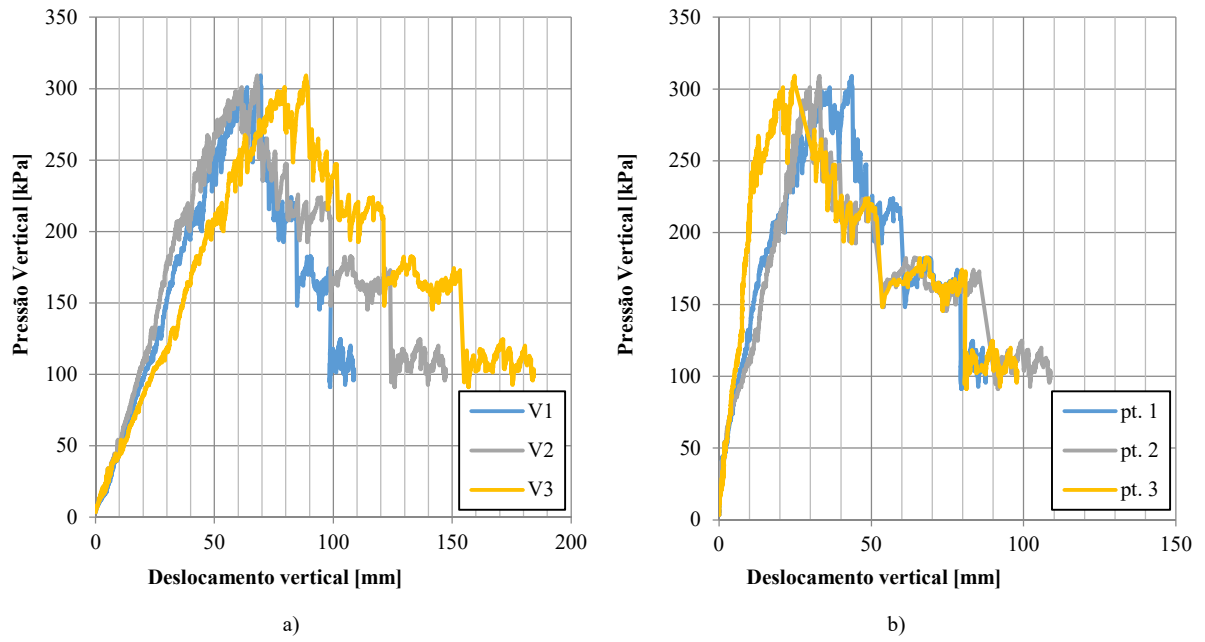


Figura C.17 – Resultados do CUL_101227_VV_3; a) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação vertical; b) gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial;

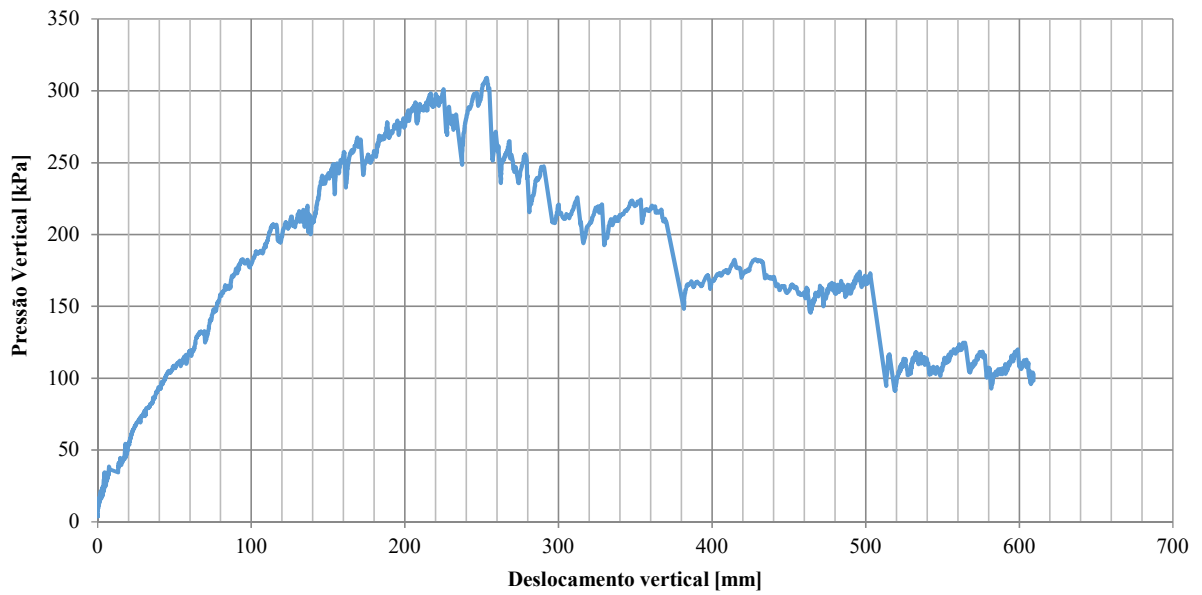


Figura C.18 - CUL_101227_VV_3. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deformação circunferencial.

Apêndice C.2 - Ensaio de compressão sob condição confinada

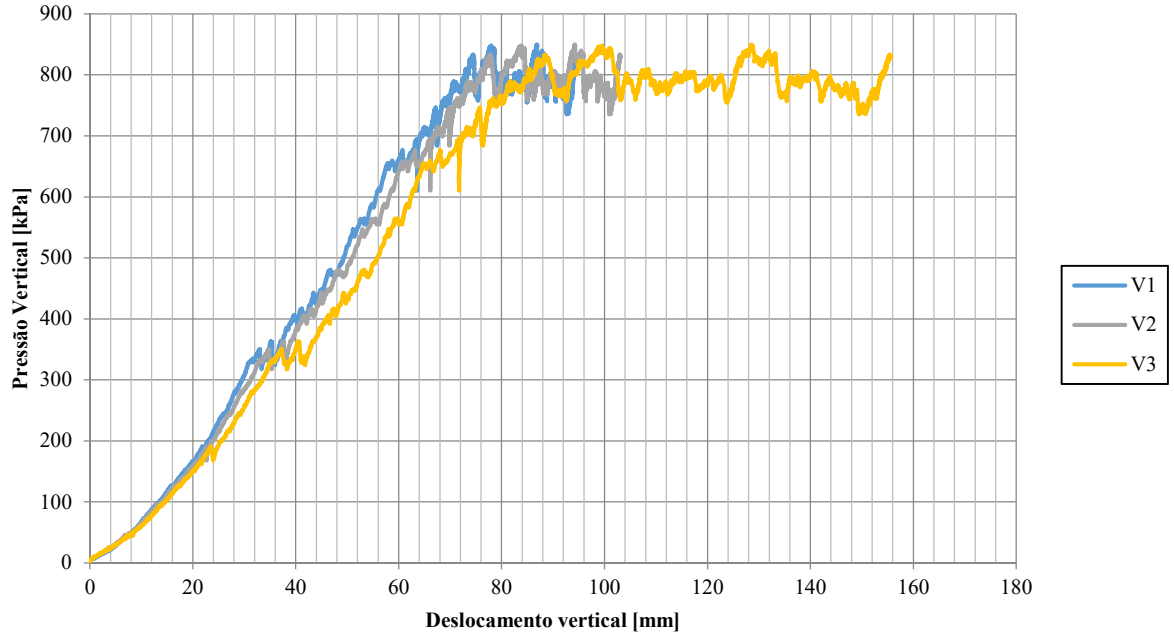


Figura C.19 - CCL_81027_VH_1. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento vertical.

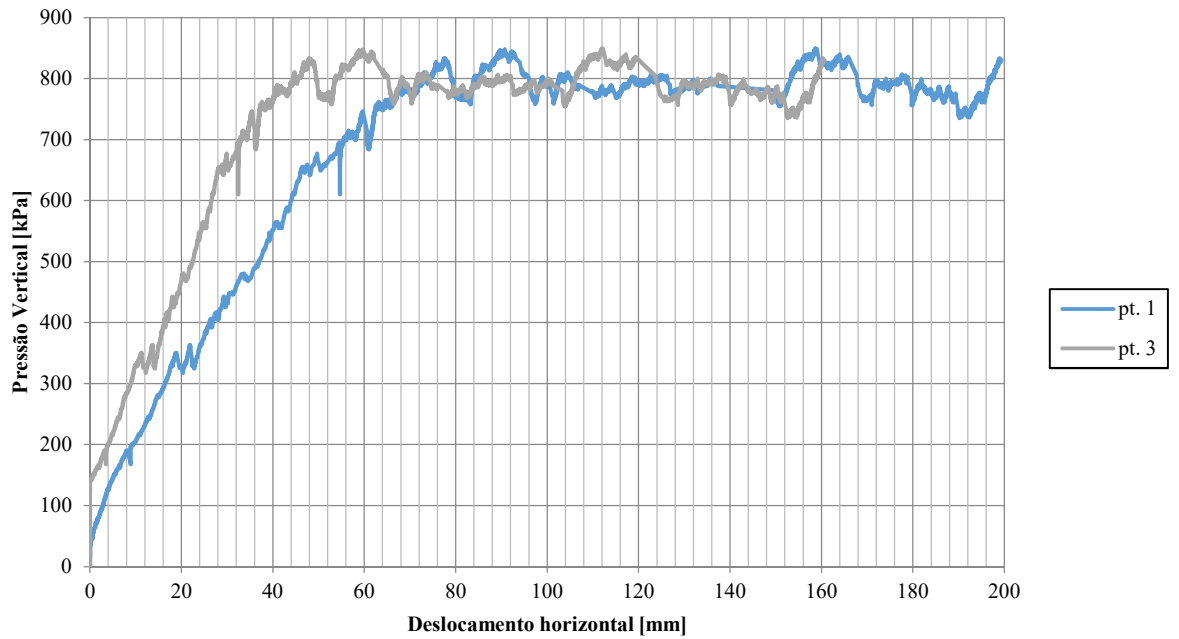


Figura C.20 - CCL_81027_VH_1. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento horizontal.

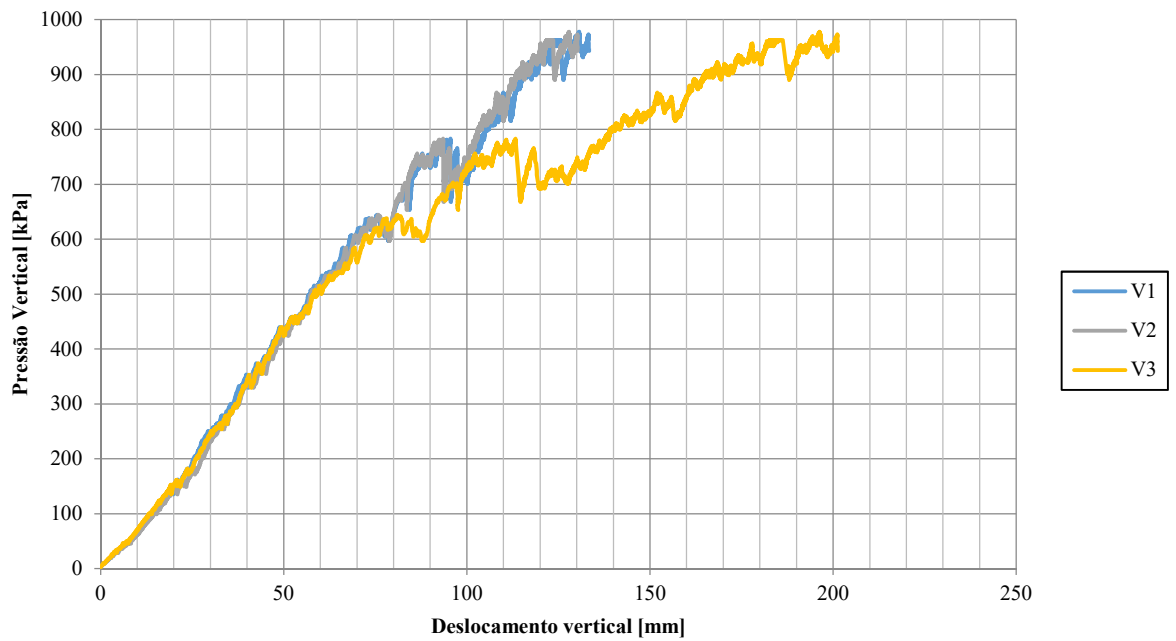


Figura C.21 - CCL_81027_VH_2. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento vertical.

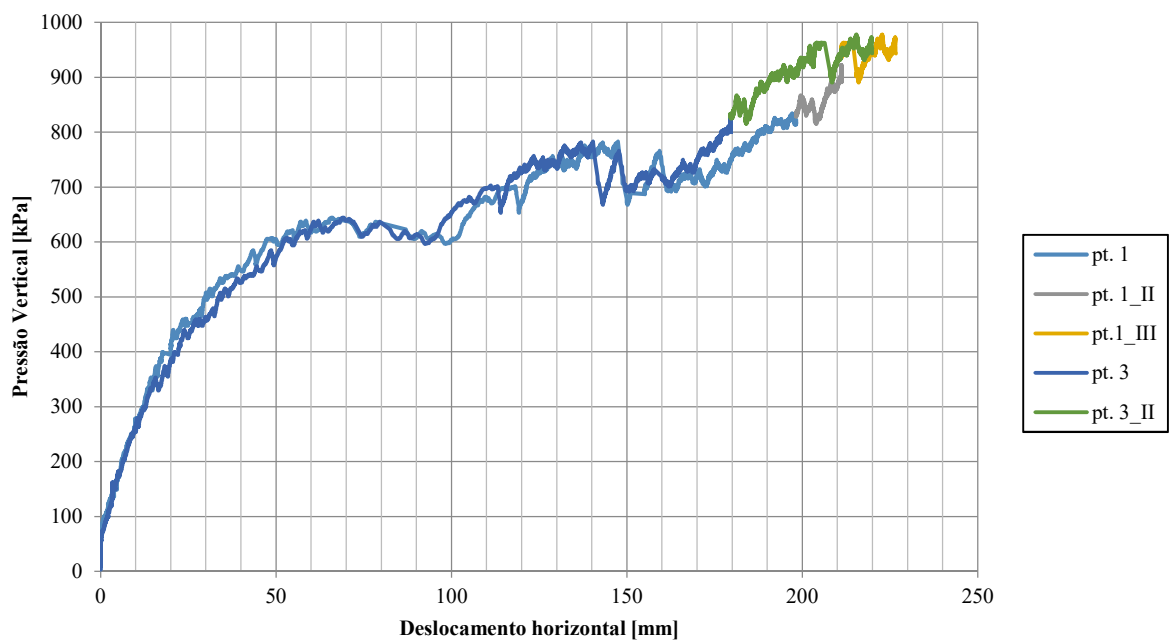


Figura C.22 - CCL_81027_VH_2. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento horizontal.

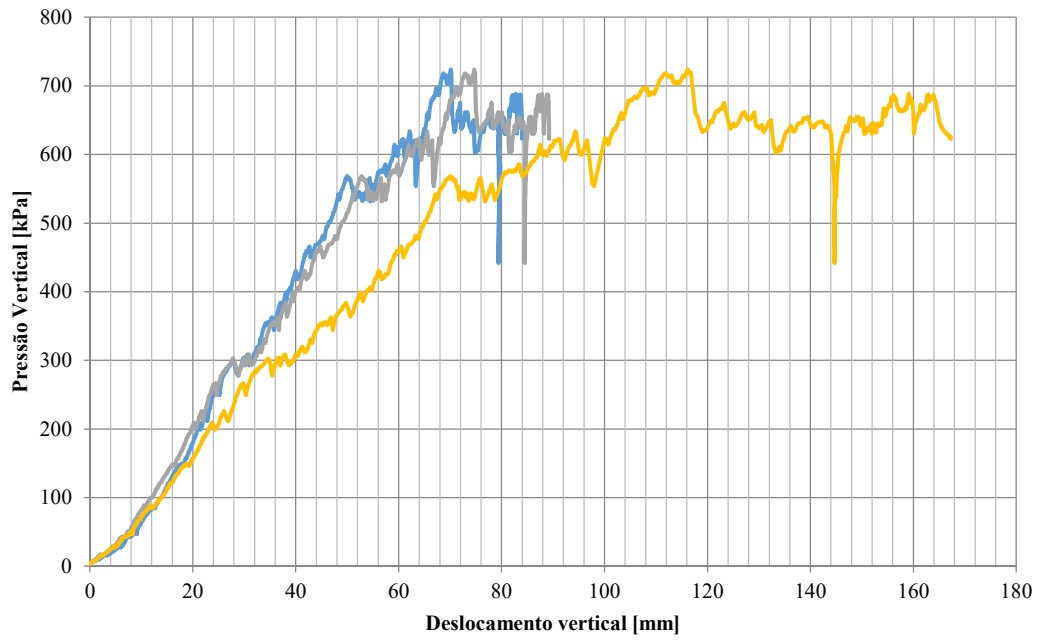


Figura C.23 - CCL_81027_VV_1. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento vertical.

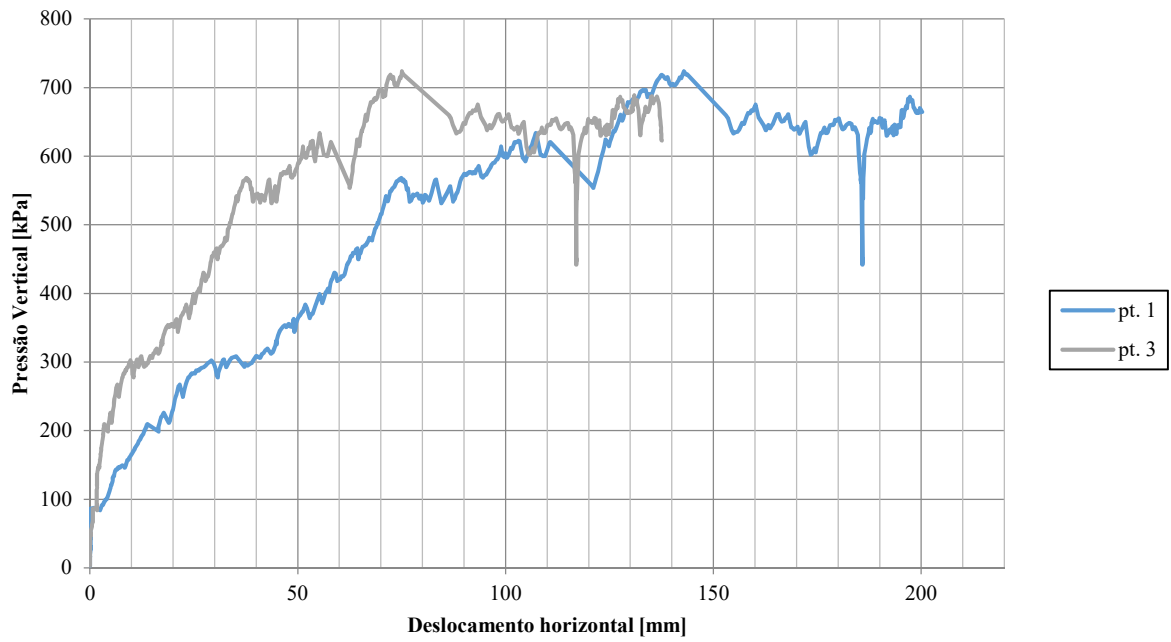


Figura C.24 - CCL_81027_VV_1. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento horizontal.

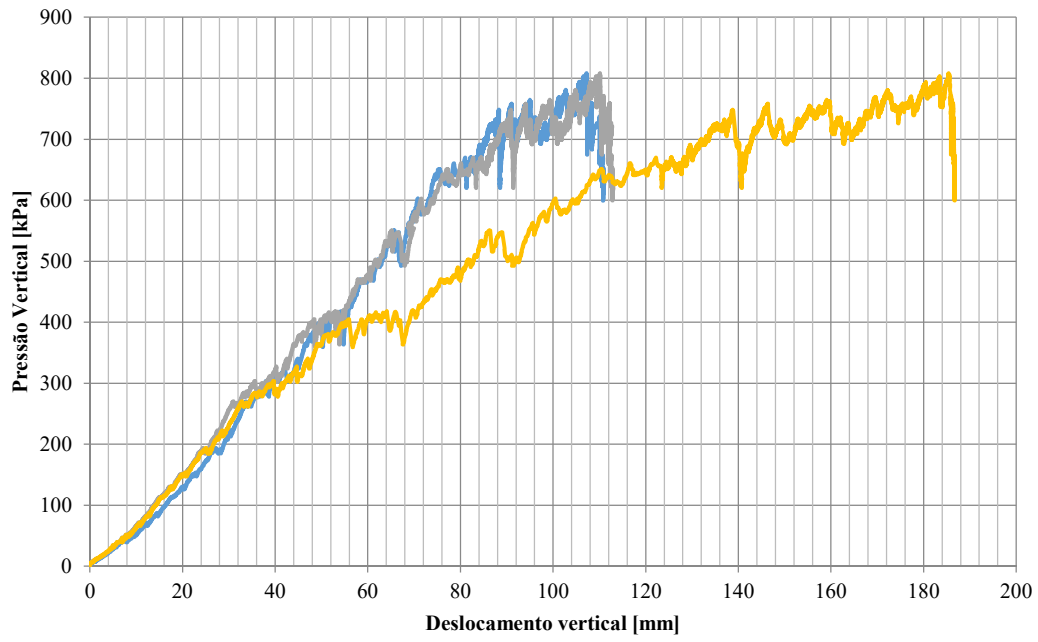


Figura C.25 - CCL_81027_VV_2. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento vertical.

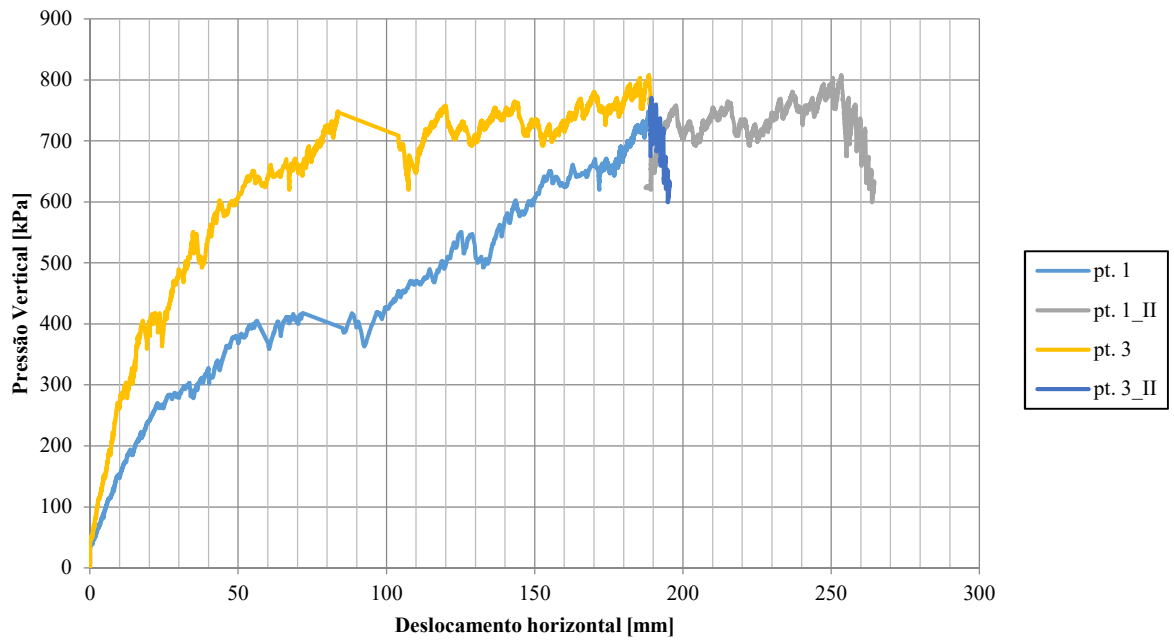


Figura C.26 - CCL_81027_VV_2. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento horizontal.

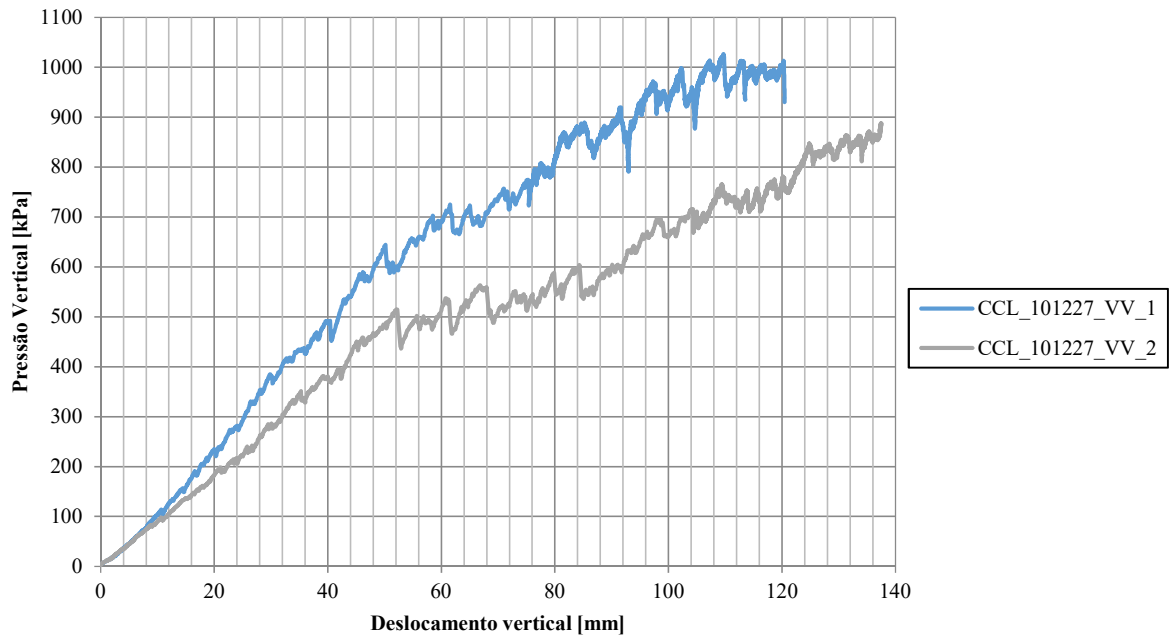


Figura C.27 - CCL_101227_VV. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento vertical.

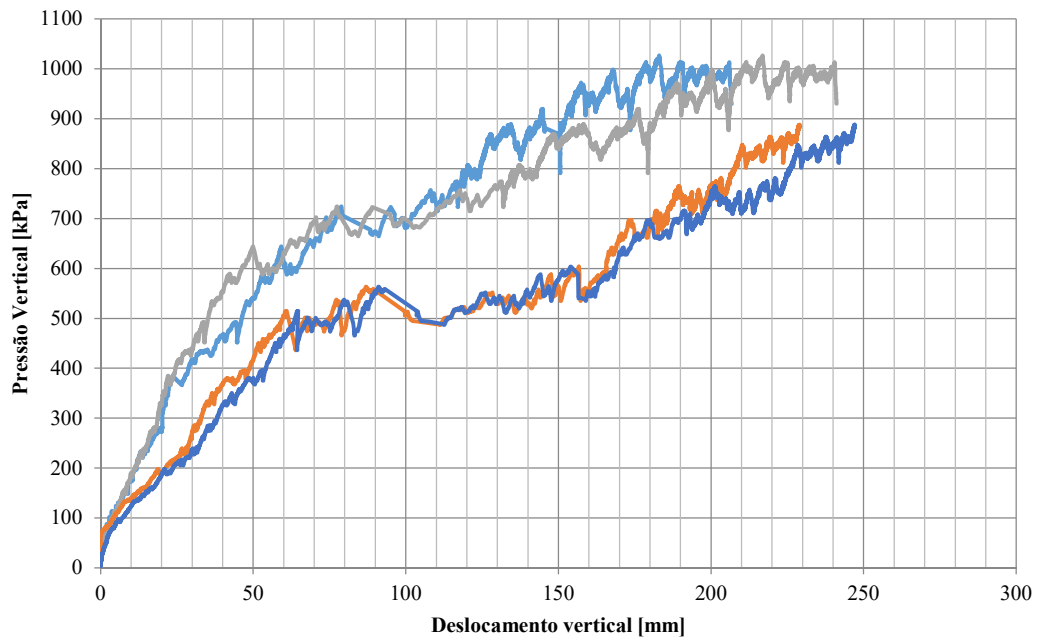


Figura C.28 - CCL_101227_VV. Gráfico que relaciona a pressão vertical com a deslocamento horizontal.